



Strål  
säkerhets  
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Forskning

# Dimensionering av nukleära byggnads- konstruktioner (DNB)

## 2021:23

**Författare:** Ola Jovall <sup>1)</sup>, Patrick Anderson <sup>1)</sup>, Jan-Anders Larsson <sup>1)</sup>,  
Johan Kölfors <sup>1)</sup>, Sven Thelandersson <sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> Scanscot Technology AB, Lund

<sup>2)</sup> Lunds universitet, Lund

**Rapportnummer:** 2021:23

**ISSN:** 2000-0456

**Tillgänglig på:** [www.ssm.se](http://www.ssm.se)



## **SSM perspektiv**

### **Bakgrund**

Strålsäkerhetsmyndigheten (SSM) och de svenska tillståndshavarna Forsmark Kraftgrupp AB, Ringhals AB, OKG Aktiebolag och Svensk Kärnbränslehantering AB, har tidigare i ett samfinansierat forskningsprojekt tagit fram anvisningar för dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner, DNB. Rapporten som är baserad på Eurokoderna publicerades som SSM rapport 2014:06. DNB har sedan dess uppdaterats ytterligare två gånger och senaste utgåvan är utgiven som SSM 2017:07. För att ytterligare förbättra DNB har SSM gett Scanscot Technology AB uppdraget att vidareutveckla och förtydliga vissa delar i DNB samt komplettera den med ytterligare anvisningar.

### **Resultat**

Uppdateringen av DNB omfattar bland annat hur olika klassningar förhåller sig till varandra och hur dessa kopplar till dimensionerings- och kvalitetskrav, indelning av materialstandarder i olika kategorier och underliggande nivåer samt ytterligare tydliggörande av kopplingen mellan basnormen Eurokoderna och andra i DNB refererade normer. Uppdateringen omfattar också introduktion av olyckshändelser av samma typ som ingår i konstruktionsbasen men med en större amplitud samt helt nya typer av olyckshändelser som har en lägre inträffandefrekvens än de som ingår i konstruktionsbasen.

### **Relevans**

Anvisningarna i DNB kan användas som grund vid dimensionering av nukleära byggnadsstrukturer på motsvarande sätt som ASME-normerna gör för mekaniska anordningar. DNB kan således vara till stor nytta för SSM i sin roll som tillsynsmyndighet vid kontroll i samband med verifiering av kärntekniska anläggningar i olika skeden, till exempel vid nybyggnation, ombyggnader, reparation eller långtidsdrift. DNB kan även utnyttjas som referensdokument vid en eventuell utvärdering av andra regelverk. De tillägg och förbättringar som utförts inom ramen för detta projekt berör viktiga områden i byggsammanhang.

### **Behov av vidare forskning**

För närvarande finns inget ytterligare behov av forskning inom aktuellt område.

### **Projektinformation**

Kontaktperson SSM: Kostas Xanthopoulos

Referens: SSM2016-4141/7030123-00





Strål  
säkerhets  
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

**Författare:** Ola Jovall <sup>1)</sup>, Patrick Anderson <sup>1)</sup>, Jan-Anders Larsson <sup>1)</sup>,  
Johan Kölfors <sup>1)</sup>, Sven Thelandersson <sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> Scanscot Technology AB, Lund

<sup>2)</sup> Lunds universitet, Lund

# 2021:23

## Dimensionering av nukleära byggnads- konstruktioner (DNB)

Datum: Augusti 2021

Rapportnummer: 2021:23 ISSN: 2000-0456

Tillgänglig på: [www.stralsakerhetsmyndigheten.se](http://www.stralsakerhetsmyndigheten.se)

Denna rapport har tagits fram på uppdrag av Strålsäkerhetsmyndigheten, SSM. De slutsatser och synpunkter som presenteras i rapporten är författarens/författarnas och överensstämmer inte nödvändigtvis med SSM:s.

# Innehållsförteckning

<b>SAMMANFATTNING</b> .....	5
<b>ABSTRACT</b> .....	7
<b>1. INLEDNING</b> .....	9
1.1 Allmänt.....	9
1.2 Dimensioneringsanvisningarnas upplägg .....	9
1.3 Rapportens disposition .....	11
<b>2. ÖVERGRIPANDE DEL</b> .....	13
2.1 Allmänt.....	13
2.2 Giltighet .....	13
2.3 Omfattning och begränsningar .....	13
2.4 Normativa hänvisningar och referenser .....	16
2.5 Förutsättningar .....	18
2.6 Skillnaden mellan principer och råd .....	18
2.7 Termer och definitioner .....	19
2.8 Beteckningar .....	19
<b>3. GRUNDLÄGGANDE DIMENSIONERINGSPRINCIPER</b> .....	20
3.1 Allmänt.....	20
3.2 Klassning av byggnadskonstruktioner, system och komponenter .....	20
3.3 Krav enligt SS-EN och EKS .....	27
3.4 Strålsäkerhetskrav enligt SAR .....	28
3.5 Grunder för dimensionering i gränstillstånd .....	46
3.6 Grundvariabler .....	48

3.7	Bärverksanalys och dimensionering genom provning .....	49
3.8	Verifiering med partialkoefficientmetoden.....	50
4.	<b>LASTER OCH LASTKOMBINATIONER .....</b>	<b>53</b>
4.1	Allmänt.....	53
4.2	Laster.....	53
4.3	Lastkombinationer.....	64
5.	<b>DIMENSIONERING AV REAKTORINNESLUTNINGEN.....</b>	<b>75</b>
5.1	Allmänt.....	75
5.2	Jämförelse av kravbild .....	77
5.3	Generella dimensioneringsanvisningar.....	78
5.4	Krav i bruksgränstillståndet.....	78
5.5	Krav i brottgränstillståndet, bärförmåga och stabilitet .....	78
5.6	Krav i brottgränstillståndet, barriärfunktion.....	79
5.7	Krav i brottgränstillståndet, deformationer och vibrationer	80
5.8	Dimensionering baserad på SS-EN 1992-1-1.....	80
5.9	Dimensionering baserad på ASME Sect III Div 2.....	81
5.10	Detaljutförning.....	87
5.11	Materialkvaliteter och produkter.....	88
6.	<b>DIMENSIONERING AV ÖVRIGA BYGGNADSKONSTRUKTIONER</b>	<b>93</b>
6.1	Allmänt.....	93
6.2	Krav i bruksgränstillståndet.....	95
6.3	Krav i brottgränstillståndet, bärförmåga och stabilitet .....	95
6.4	Krav i brottgränstillståndet, täthetsfunktion .....	95
6.5	Krav i brottgränstillståndet, deformationer och vibrationer	96
6.6	Dimensionering baserad på SS-EN 1992-1-1.....	97



6.7	Materialkvaliteter och produkter.....	103
7.	<b>DIMENSIONERING MED AVSEENDE PÅ JORDBÄVNING .....</b>	<b>107</b>
7.1	Inledning.....	107
7.2	Tillämpliga normer, regelverk och handböcker.....	108
7.3	Arbetsprocess för seismisk säkerhetsverifiering.....	110
7.4	Definiera jordbävningen DBE alternativt DEE.....	111
7.5	Identifiera erforderliga barriärer och säkerhetsfunktioner	112
7.6	Seismisk klassning.....	113
7.7	Verifiering av att säkerhetsfunktionerna upprätthålls .....	116
8.	<b>DIMENSIONERING MED AVSEENDE PÅ STÖT- OCH IMPULSLASTER .....</b>	<b>127</b>
8.1	Allmänt.....	127
8.2	Lokal, semi-global respektive global kontroll .....	127
8.3	Beskrivning av laster .....	128
8.4	Dynamiska materialegenskaper.....	131
8.5	Strukturell respons.....	132
8.6	Acceptanskriterier .....	132
8.7	Detaljutförning.....	139
8.8	Flygplansstörtning och påflygning.....	139
9.	<b>DIMENSIONERING MED HÄNSYN TILL BRAND.....</b>	<b>147</b>
9.1	Allmänt.....	147
9.2	Termisk och mekanisk verkan av brand.....	150
9.3	Brandteknisk dimensionering av betongkonstruktioner ...	153
9.4	Brand som följd av annan utvändigt olyckshändelse.....	158

<b>10. DIMENSIONERING MED AVSEENDE PÅ BYGGRELATERADE LASTER</b> .....	163
<b>10.1 Allmänt</b> .....	163
<b>10.2 Laster och lastkombinationer</b> .....	163
<b>10.3 Krav i byggskedet</b> .....	165
<b>11. ERKÄNNANDEN</b> .....	167
<b>12. REFERENSER</b> .....	169
<b>BILAGA 1: LISTA PÅ FIGURER</b> .....	175
<b>BILAGA 2: LISTA PÅ TABELLER</b> .....	177
<b>BILAGA 3: FÖRKORTNINGAR</b> .....	179
<b>BILAGA 4: TERMER OCH DEFINITIONER</b> .....	183
<b>BILAGA 5: BETECKNINGAR</b> .....	187
<b>BILAGA 6: INFÄSTNINGAR I BETONG</b> .....	191
<b>BILAGA 7: BEDÖMNING AV BETONGHÅLLFASTHET UTIFRÅN IN-SITU PROVNING VID KÄRNTEKNISKA ANLÄGGNINGAR</b> .....	193
<b>BILAGA 8: BÄRVERKSANALYS – EN SAMMANFATTNING</b> .....	211

## Sammanfattning

I Strålsäkerhetsmyndighetens författningssamling saknas idag preciserade krav och tillräcklig vägledning om hur betongkonstruktioner vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar ska hanteras vid analys av befintliga byggnadskonstruktioner såväl som vid nykonstruktion.

Strålsäkerhetsmyndigheten har därför tillsammans med de svenska tillståndshavarna gett Scanscot Technology AB i uppdrag att upprätta föreliggande rapport *Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner* (DNB), som redovisar dimensioneringsanvisningar för betongkonstruktioner vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar i Sverige. DNB innehåller anvisningar och råd för dimensionering och analys av säkerhetskritiska strukturer av betong inkluderande såväl reaktorinneslutningar som övriga säkerhetskritiska byggnadskonstruktioner. Föreliggande rapport utgör utgåva 4 av DNB. Utgåvan ersätter de tidigare utgåvorna som gavs ut av Strålsäkerhetsmyndigheten i januari 2014 (rapportnummer 2014:06), juni 2015 (rapportnummer 2015:24) respektive februari 2017 (rapportnummer 2017:07).

Syftet med DNB är att komplettera föreskrifterna i *Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)* (BFS 2011:10 med ändringar t.o.m. BFS 2015:6 – EKS 10) för tillämpning vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. DNB baseras därmed på partialkoefficientmetoden och principerna för dimensionering i gränstillstånd såsom de specificeras i eurokoderna med tillhörande svenska nationella val.

Rapporten är författad av en projektgrupp<sup>1</sup> vid Scanscot Technology AB med Ola Jovall som huvudansvarig. Prof. em. Sven Thelandersson vid Lunds universitet såväl som en styrgrupp utsedd av Strålsäkerhetsmyndigheten och de svenska tillståndshavarna har var för sig granskat utgåva 1 av rapporten. Utgåva 1 av rapporten har även distribuerats till utvalda remissinstanser för yttrande. Utgåva 2 och utgåva 3 har granskats av Prof. em. Sven Thelandersson vid Lunds universitet och Strålsäkerhetsmyndigheten samt distribuerats till de svenska tillståndshavarna för yttrande. Utgåva 4 har granskats av Strålsäkerhetsmyndigheten.

---

<sup>1</sup> Patrick Anderson: Kapitel 6 och bilaga 7 samt delförfattare av kapitel 5; Ola Jovall: Kapitel 1, 2, 3, 5, 8, 9 och 10 samt delförfattare av kapitel 4 och 6; Johan Kölfors: Kapitel 4; Jan-Anders Larsson: Kapitel 7 samt delförfattare av kapitel 3; Sven Thelandersson: Delförfattare kapitel 4.



## Abstract

The statute documents of the Swedish Radiation Safety Authority do not include specific requirements and adequate guidance on how concrete structures at nuclear power plants and other nuclear facilities shall be structurally verified in analyses of existing structures as well as in the case of design of new buildings.

Therefore, the Swedish Radiation Safety Authority has together with the Swedish licensees commissioned Scanscot Technology AB to compose the present Design Guide for Nuclear Civil Structures (DNB). This Design Guide describes design provisions for concrete structures at nuclear power plants and other nuclear facilities in Sweden. The scope of DNB includes provisions regarding design and analysis of loadbearing concrete structures covering reactor containments as well as other safety-related structures. The present report is the fourth edition of DNB. This edition replaces the first, second and third editions that was issued by the Swedish Radiation Safety Authority in January 2014 (Report No. 2014:06), June 2015 (Report No. 2015:24) and February 2017 (Report No 2017:07) respectively.

The main aim of DNB is to complement the regulations given in *Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*<sup>2</sup> (BFS 2011:10 med ändringar t.o.m. BFS 2015:6 – EKS 10) for application at nuclear power plants and other nuclear facilities in Sweden. Thus, DNB is based on the partial factor method and the principles of design in limit states, as specified in the Eurocodes including the Nationally Determined Parameters chosen by Swedish Authorities.

The report is written by a project group<sup>3</sup> at Scanscot Technology AB with Ola Jovall as the main responsible author. Prof. em. Sven Thelandersson as well as a steering committee appointed by the Swedish Radiation Safety Authority and the Swedish licensees has independently reviewed the first edition of the report. The first edition has also been distributed to selected stakeholders for their opinion. The second and third editions has been reviewed by Prof. em. Sven Thelandersson and the Swedish Radiation Safety Authority. It has also been distributed to the Swedish licensees for comments. The fourth edition has been reviewed by the Swedish Radiation Safety Authority.

---

<sup>2</sup> English translation of document title: "Mandatory provisions and general recommendations on the application of European design standards (Eurocodes)"

<sup>3</sup> Patrick Anderson: Section 6 and Appendix 7, and co-author of section 6; Ola Jovall: Section 1, 2, 3, 5 8, 9 and 10 and co-author of section 4 and 6; Johan Kölfors: Section 4; Jan-Anders Larsson: Section 7 and co-author of section 3; Sven Thelandersson: Co-author of section 4.



# 1. Inledning

## 1.1 Allmänt

*Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner* (DNB) innehåller anvisningar och råd för dimensionering och analys av säkerhetskritiska strukturer av betong vid svenska kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar<sup>4,5</sup>. För kärnkraftverk kan DNB tillämpas för lättvattenanläggningar av typen kokvattenreaktor ("boiling water reactor", BWR) eller tryckvattenreaktor ("pressurized water reactor", PWR).

Syftet med DNB är att komplettera föreskrifterna i *Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)* (BFS 2011:10 med ändringar t.o.m. BFS 2015:6 – EKS 10) [12] för tillämpning vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. DNB baseras därmed på partialkoefficientmetoden och principerna för dimensionering i gränstillstånd såsom de specificeras i SS-EN 1990 [37], SS-EN 1991 och SS-EN 1992-1-1 [47] samt tillhörande delar av EKS 10 [12].

Anvisningarna i DNB gäller för de fall då en deterministisk dimensionering eller verifiering av bärverk eller bärverksdelar ska genomföras. För vissa händelser, speciellt för mycket osannolika händelser (händelseklass H5)<sup>6</sup>, kan andra tillvägagångssätt vara tillämpliga eller nödvändiga.

## 1.2 Dimensioneringsanvisningarnas upplägg

### 1.2.1 Övergripande ramverk

Ett kärnkraftverk är en anläggning för produktion av elkraft på vilken det ställs extraordinära säkerhetskrav. Vid dimensionering av en sådan anläggning och av andra kärntekniska anläggningar bör man påvisa att anläggningen uppfyller såväl de allmänna krav som ställs på konventionella byggnadskonstruktioner och produktionsanläggningar som de strålsäkerhetskrav för kärntekniska anläggningar som anges av Strålsäkerhetsmyndigheten (SSM).

Krav på konventionella byggnadskonstruktioners bärverk avseende säkerhet, brukbarhet och beständighet samt grunderna för dimensionering och verifiering redovisas i EKS och eurokoderna. Reaktorinneslutningen samt övriga byggnadskonstruktioner bör därför visas uppfylla kraven i EKS/eurokoderna.

Utöver de konventionella kraven ställs strålsäkerhetskrav baserat på lagar och förordningar gällande för kärnteknisk verksamhet. För att påvisa att strålsäkerhetskraven uppfylls kan andra regler erfordras än de som anges i eurokoderna. Lämpligen tillämpas då regelverk upprättade speciellt för kärnkraftverk eller andra kärntekniska anläggningar. Detta innebär att ändringar och tillägg till EKS och eurokoderna införs.

I kärnkraftverkens och andra kärntekniska anläggningars säkerhetsredovisningar (SAR) redovisas bland annat tillståndshavarnas uttolkning av kravbilden samt de specifika krav som gäller för anläggningarnas respektive block.

Föreliggande dimensioneringsanvisningar är baserade på EKS och eurokoderna med nödvändiga ändringar och tillägg för tillämpning vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. För

---

<sup>4</sup> De allmänna delarna av DNB, dvs kapitel 1 t.o.m. kapitel 4 samt kapitel 7 och 10, kan även användas som vägledning vid dimensionering av bärverk av andra byggnadsmaterial än betong. Eventuella justeringar av DNB som då behöver göras, samt vilka ytterligare ändringar och tillägg som i sådana fall skulle behöva införas, får avgöras från fall till fall.

<sup>5</sup> DNB kan även tillämpas för andra typer av anläggningar, se avsnitt 2.3.

<sup>6</sup> Händelseklasser förklaras i avsnitt 3.2.6

vissa konstruktionsdelar (exempelvis reaktorinneslutningen), och för vissa kontroller (exempelvis dimensionering med hänsyn till jordbävning), åberopas såsom komplement till eurokoderna även regelverk som är specifika för kärntekniska anläggningar.

### 1.2.2 Åberopade regelverk

Eurokoderna ska tillämpas för dimensionering av samtliga byggnadskonstruktioner som behandlas i DNB. För såväl reaktorinneslutningen som övriga byggnadskonstruktioner tillämpas därmed laster och lastkombinationer samt gränstillstånd och dimensioneringssituationer enligt eurokodernas principer. Vidare tillämpas i såväl bruksgräns- som brottgränstillståndet krav, analyser och acceptanskriterier enligt eurokoderna. Nödvändiga ändringar och tillägg med avseende på strålsäkerheten har införts, enligt vad som beskrivs nedan.

För att säkerställa att reaktorinneslutningens barriärfunktion vid en eventuell olyckshändelse ej äventyras eller att dess livslängd ej signifikant förkortas på grund av händelser vid normal användning, anges kompletterande krav för reaktorinneslutningen baserade på ASME Sect III Div 2 [9].

Vid lastkombinationer i brottgränstillståndet som påverkar reaktorinneslutningen åberopas kompletterande krav avseende inneslutningens bärförmåga. ASME Sect III Div 2 [9] tillämpas vid varaktiga, tillfälliga och exceptionella dimensioneringssituationer. För mycket osannolika dimensioneringssituationer har unika krav baserade på eurokoderna upprättats eftersom ASME Sect III Div 2 [9] ej behandlar denna typ av händelser.

Eftersom eurokoderna ej behandlar täthetskrav med betydelse för strålsäkerheten har krav avseende reaktorinneslutningens täthet redovisade i ASME Sect III Div 2 [9] åberopats för alla händelseklasser upp till och med osannolika händelser, motsvarande exceptionella dimensioneringssituationer. För mycket osannolika händelser har tillkommande anvisningar införts eftersom ASME Sect III Div 2 [9], som redan nämnts ovan, ej behandlar denna typ av händelser.

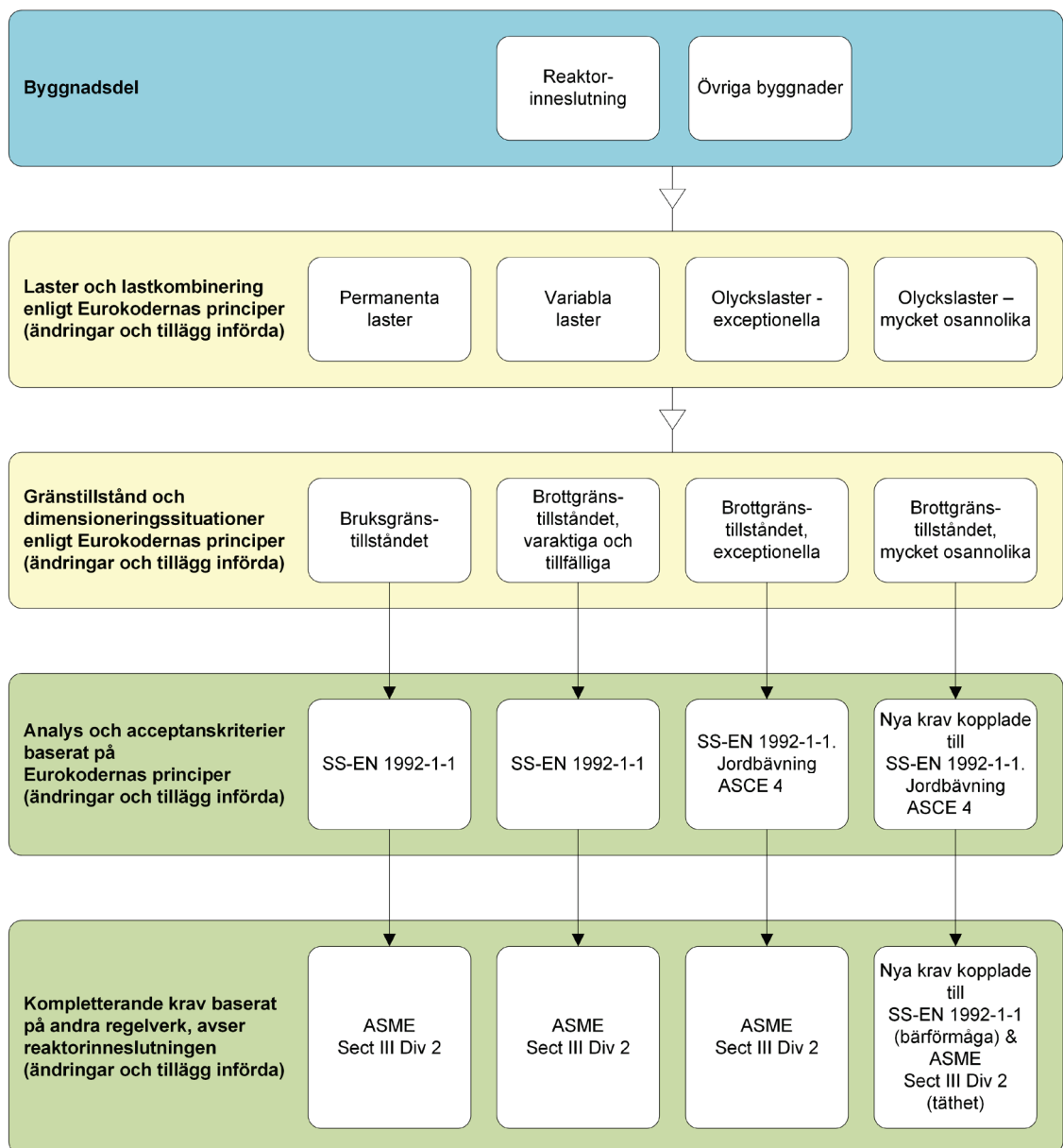
För övriga byggnadskonstruktioner förutom reaktorinneslutningskärlet har eurokoderna tillsammans med specificerade ändringar och tillägg i föreliggande rapport ansetts vara tillräckliga. Inga ytterligare regelverk har behövt åberopas, förutom vad gäller dimensionering med avseende på jordbävning.

Jordbävningssnittet i eurokoderna (SS-EN 1998 [54]) är ej tillämpligt för kärnkraftverk eller andra kärntekniska anläggningar. Därför har nya anvisningar införts för dimensionering med hänsyn till jordbävning, primärt baserade på ASCE 4-16 [6]. Dessa anvisningar ersätter SS-EN 1998 [54].

Eftersom eurokoderna utgör grunden för dimensionering av samtliga byggnadskonstruktioner, förutsätts att material och produkter så långt möjligt också uppfyller kraven i eurokoderna med tillhörande standarder.

En principfigur över dimensioneringsanvisningarnas upplägg ges i Figur 1.1.





**Figur 1.1 – Principfigur visande dimensioneringsanvisningarnas upplägg.**

### 1.3 Rapportens disposition

DNB är indelad i kapitel som vart och ett kopplar till en specifik eurokoddell eller till annat åberopat regelverk enligt sammanställningen i Tabell 1.1.

**Tabell 1.1 – Koppling mellan kapitelindelning i DNB och specifika regelverksdelar.**

<b>DNB</b>	<b>Eurokoden eller annat regelverk</b>
Kapitel 1 Inledning	-
Kapitel 2 Övergripande del	SS-EN 1990 Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk (förutom bilaga A1)
Kapitel 3 Grundläggande dimensioneringsprinciper	
Kapitel 4 Laster och lastkombinationer	SS-EN 1990 bilaga A1, samt delar av SS-EN 1991 Laster på bärverk
Kapitel 5 Dimensionering av reaktorinneslutningen	SS-EN 1992-1-1 Dimensionering av betongkonstruktioner, samt ASME Sect III Div 2 Code for Concrete Containments CC-3000 Design
Kapitel 6 Dimensionering av övriga byggnadskonstruktioner	SS-EN 1992-1-1 Dimensionering av betongkonstruktioner, och SS-EN 1992-4 Dimensionering av infästningar till betong, samt delar av SS-EN 1992-3 Behållare och avskiljande konstruktioner för vätskor och granulära material
Kapitel 7 Dimensionering med avseende på jordbävning	SS-EN 1992-1-1 Dimensionering av betongkonstruktioner, och ASME Sect III Div 2 Code for Concrete Containments CC-3000 Design, samt ASCE 4-16 Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures
Kapitel 8 Dimensionering med avseende på stöt- och impulslast	SS-EN 1991-1-7 Allmänna laster - Olyckslast
Kapitel 9 Dimensionering med hänsyn till brand	SS-EN 1991-1-2 Allmänna laster – termisk och mekanisk verkan av brand, och SS-EN 1992-1-2 Allmänna regler – Brandteknisk dimensionering
Kapitel 10 Byggskedet	SS-EN 1991-1-6 Allmänna krav – Laster under byggskedet, och ASME Sect III Div 2 Code for Concrete Containments CC-3000 Design

## 2. Övergripande del

### 2.1 Allmänt

SS-EN 1990 [37] samt EKS 10 [12] åberopas generellt med de ändringar och tillägg som redovisas i detta kapitel.

### 2.2 Giltighet

Anläggningsägarnas drifttillstånd baseras på en säkerhetsredovisning, SAR (Safety Analysis Report), som utgör det övergripande anläggningsspecifika kravdokumentet för den kärntekniska anläggningen. I SAR anges den fullständiga kravhierarkin för anläggningen, inkluderande svensk lagstiftning, svenska föreskrifter och villkor utgivna av SSM, SAR samt övriga regelverk (normer, guider och standarder). Den samlade kravbilden för byggnadskonstruktioner framgår därmed av SAR med tillhörande referenser. Innan en anläggning får uppföras och innan större ombyggnader eller större ändringar av en befintlig anläggning genomförs ska enligt Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter en preliminär säkerhetsredovisning sammanställas.

DNB ikraftsätts med en referens från säkerhetsredovisningen, eller via en referens från anläggnings- eller projektspecifika dokument. Byggnadsspecifika krav och förutsättningar som ska beaktas vid dimensionering och analys styrs av de krav som redovisas i säkerhetsredovisningen och konstruktionsspecifikationerna samt tillhörande detaljinformation som anges i konstruktionsförutsättningarna för aktuell byggnad (KFB), samt i projektspecifika dokument.

DNB gäller vid dimensionering av nykonstruktioner, vid om- och tillbyggnader och vid verifiering av befintliga betongkonstruktioner vid kärntekniska anläggningar.

I vissa fall kan en riskanalys, baserad på sannolikheteoretiska principer vara ett lämpligt eller nödvändigt komplement. Sådana analyser behandlas dock inte i föreliggande rapport.

### 2.3 Omfattning och begränsningar

SS-EN 1990 [37] avsnitt 1.1 utgår.

Anvisningarna i DNB omfattar byggnadskonstruktioner vid svenska kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. DNB kan även tillämpas för byggnadskonstruktioner vid andra anläggningar i de fall anläggningarna vid en olycka kan ge upphov till radiologisk omgivningpåverkan. Vidare kan DNB tillämpas för komplexa anläggningar där strålning används. Hänsyn bör då tas till att det kan finnas olikheter i kravbild mellan den senare typen av anläggningar och kärntekniska anläggningar<sup>7</sup>.

DNB behandlar säkerhetskritiska strukturer av betong ingående i byggnadskonstruktioner med betydelse för strålsäkerheten vid kärntekniska anläggningar, såsom till exempel byggnader

- som inrymmer radioaktivitet eller joniserande strålning över specificerade tröskelnivåer<sup>8</sup>,

---

<sup>7</sup> I Strålsäkerhetsmyndighetens inriktningsdokument nr 131 *Beredning av tillstånd och prövning av tillståndsvillkor gällande kärntekniska anläggningar och andra komplexa anläggningar där strålning används (komplexa icke kärntekniska anläggningar)* [66] anges att för den sistnämnda typen av anläggningar, som prövas enligt Strålskyddslagen, ska Strålsäkerhetsmyndighetens arbete med beredning av tillstånd i huvudsak ha samma omfattning och inriktning som arbetet med beredning av tillstånd för kärntekniska anläggningar. Vissa förhållanden och aspekter kommer dock att skilja, både med hänsyn till verksamhetens art och med hänsyn till olikheter i kravbild.

<sup>8</sup> Specificeras av tillståndshavaren baserat på Strålsäkerhetsmyndighetens krav.

- som inrymmer, bär upp eller skyddar strukturer, system och komponenter med betydelse för strålsäkerheten,
- som om ställda krav inte uppfylls kan äventyra strukturer, system och komponenter med betydelse för strålsäkerheten,
- som förhindrar eller lindrar konsekvenserna av mycket osannolika händelser och
- som ingår som en del av det fysiska skyddet.

Vilka strålsäkerhetsfunktioner som måste påvisas varierar från fall till fall och är beroende av aktuella händelser och förhållanden samt deras händelseklassning med tillhörande kravbild, vilket ska framgå av anläggningens säkerhetsredovisning. Säkerhetsredovisningen avgör alltså vilka strålsäkerhetskrav som ställs på byggnadskonstruktionerna<sup>9</sup>.

DNB innehåller allmänna anvisningar för dimensionering av bärverk och bärverksdelar av betong samt barriärer av betong med eller utan tätplåt. För mer speciella förhållanden kan särskilda anvisningar för dimensionering och metoder samt expertutredningar erfordras. DNB behandlar ej byggnadsverkets utförande, kvalitetssäkring, granskning, kontroll, provning eller underhåll.

Olika dimensioneringsanvisningar ges för reaktorinneslutningen (kapitel 5) respektive för övriga byggnadskonstruktioner (kapitel 6). Kapitel 5 är gällande för reaktorinneslutningskärlet samt för de tryckbärande konstruktionsdelarna som skiljer primär- och sekundärutrymmet åt för upprätthållandet av PS-funktionen i BWR-anläggningar. Övriga byggnadskonstruktioner inklusive övriga bärande betongkonstruktioner innanför inneslutningskärlet dimensioneras enligt kapitel 6. Gränsdragningen mellan respektive kapitels giltighet fastställs från fall till fall då inneslutningen är sammanbyggd med antingen omgivande byggnadskonstruktioner eller med den bärande betongkonstruktionen inuti inneslutningen.

Notera att laster som verkar på exempelvis reaktorinneslutningen även kan ge upphov till lasteffekter i övriga byggnadskonstruktioner och vice versa. Dessa lasteffekter måste beaktas oberoende av gränsdragningen mellan de olika dimensioneringskapitlens giltighet. Detta underlättas av att de uppställda lastkombinationerna i kapitel 4 är enhetliga och gällande för såväl reaktorinneslutningen som övriga byggnadskonstruktioner. För byggnadskonstruktion som samverkar med annan byggnadsdel för vilken mindre konservativa dimensioneringsregler är gällande, och där denna byggnadsdel signifikant bidrar till byggnadskonstruktionens möjlighet att uppfylla gällande krav, rekommenderas att dimensioneringen genomförs enligt det mest konservativa regelverket.

Tätplåtar och betongförankringar enligt nedan anses vara en del av byggnadskonstruktionen:

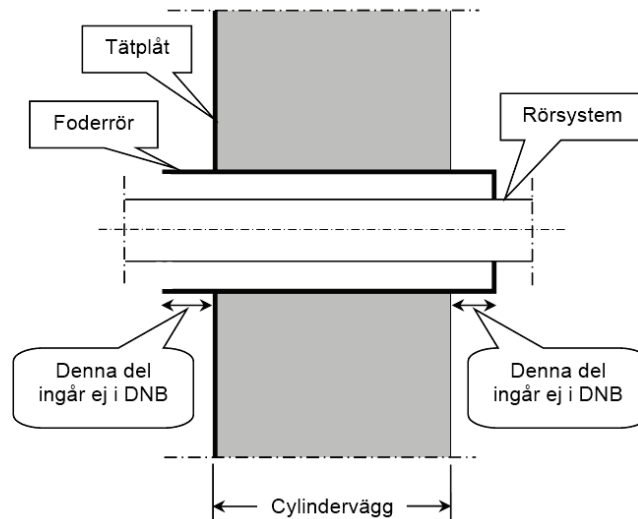
- För barriärer med tätplåt ingår den del av tätplåtssystemet (tätplåt med tillhörande förankringar och avstyvningar) som är understöttad av den bärande betongkonstruktionen. Ett exempel på denna gränsdragning redovisas i Figur 2.1.
- Helt eller delvis ingjutna stålkomponenter som har till uppgift att överföra laster från anslutande delar till betongkonstruktionen.
- Såväl ingjutna som eftermonterade fästplattor och deras infästningsdon, med i förekommande fall tillhörande förankringsbultar, muttrar och brickor (exempel ges i Figur 2.2).

---

<sup>9</sup> I detta sammanhang bör nämnas att i föreliggande rapport används samlingsbegreppet "strålsäkerhet" generellt och ingen ytterligare uppdelning i strålskydd, säkerhet och fysiskt skydd görs vid redovisningen av dimensioneringsanvisningarna. Till exempel inbegriper termen "säkerhetskritiska strukturer" samtliga strukturer med betydelse för strålsäkerheten. Det är anläggningens säkerhetsredovisning som specificerar vilka krav med avseende på strålskydd, säkerhet och fysiskt skydd som är aktuella för respektive byggnadskonstruktion.

Dimensionering av tätplåtar och infästningar i betong utgörande en del av säkerhetskritiska strukturer behandlas i DNB.

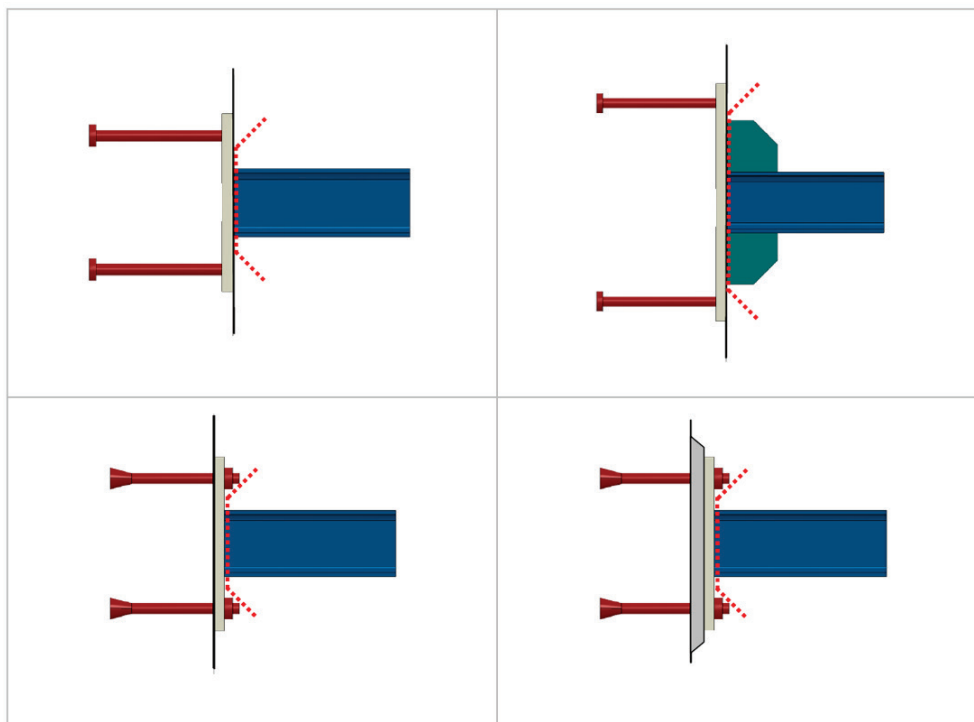
För andra byggnadskonstruktioner än de som ingår ovan samt för mekaniska konstruktionsdelar fast monterade i byggnaderna kan andra normer vara tillämpliga. För sådana fall bör i handlingar tydligt redovisas gränsdragningen för respektive norms giltighet.



Bärverksdelen ”cylindervägg” utgörs av en betongkonstruktion.

Delen markerad ”tätplåt” och delar av foderröret understöttad av betong ingår därmed i DNB.

**Figur 2.1 – Exempel på gränsdragning för de delar av en barriärs tätplåt som täcks in av DNB.**



Vertikal svart linje: Betongkonstruktionens yta.  
 Röd del: Infästningsdon med i förekommande fall bult, mutter och bricka (byggnadskonstruktion)  
 Blå respektive grön del: Anslutande del (ej byggnadskonstruktion)  
 Brun del: Fästplatta (byggnadskonstruktion)  
 Grå del: Undergjutning (byggnadskonstruktion)  
 Röd streckad linje: Gränsdragning mellan anslutande del och byggnadskonstruktionen

**Figur 2.2 – Exempel på gränsdragning vad gäller fästplattor. Övre raden, ingjutna fästplattor. Undre raden, eftermonterade fästplattor.**

## 2.4 Normativa hänvisningar och referenser

SS-EN 1990 [37] avsnitt 1.2 utgår.

SS-EN 1990 [37], SS-EN 1991 och SS-EN 1992-1-1<sup>10</sup> [47] samt tillhörande delar av BFS 2011:10 med ändringar t.o.m. BFS 2015:6 – EKS 10 [12] gäller generellt med de ändringar och tillägg som anges i föreliggande rapport. SS-EN 1997 [53] och SS-EN 1998 [54] tillämpas endast då de speciellt åberopas. Vid motstridiga formuleringar gäller vad som anges i föreliggande dokument, om detta innebär skärpta krav, ogynnsammare lastförhållanden, etc., jämfört med vad som anges i SS-EN och EKS 10 [12].

De svenska nationella valen enligt Boverket ska tillämpas, se den nationella bilagan NA i respektive SS-EN. Notera att dessa bilagor i sin tur hänvisar till Boverkets dokument EKS med

<sup>10</sup> SS-EN 1992-1-1 [47] kapitel 11 och 12 utgår. Dessa kapitel behandlar bärverk av lättballastbetong samt bärverk av oarmerad och lätt armerad betong. Dessa konstruktionstyper bör ej användas för säkerhetskritiska kärnkraftverksbyggnader eller byggnader vid andra kärntekniska anläggningar. Även SS-EN 1992-1-1 [47] kapitel 10 utgår. Förtillverkade betongelement behandlas ej i DNB.

ändringar. Detta innebär att en hänvisning till en viss eurokodd med automatik även innebär en hänvisning till EKS.

Nedanstående ändringar och tillägg ska tillämpas ihop med EKS 10 [12].

### **Avdelning A – Övergripande bestämmelser**

#### 31 § - 37 §

Här tillåts, under vissa förutsättningar, att eurokoderna ej tillämpas vid ändring av byggnadskonstruktioner. Eftersom i DNB införda ändringar och tillägg baseras på att eurokoderna tillämpas, är detta undantag ej tillämpligt förutom där det i DNB explicit hänvisas till andra förutsättningar.

Vidare anges att säkerhetsindex, under vissa förutsättningar kan reduceras, vid ändring av byggnadskonstruktioner. Detta är ej tillåtet vid tillämpning av DNB utan att tillstånd ges av Strålsäkerhetsmyndigheten.

#### 39 §

Här tillåts, som alternativ till eurokoderna, att andra beräkningsmetoder får användas om dessa ger minst lika eller högre säkerhetsindex som de som anges i EKS för respektive säkerhetsklass. Av samma anledning som ovan, är detta undantag ej tillämpligt förutom där det i DNB explicit hänvisas till andra beräkningsmetoder.

### **Avdelning C – Tillämpning av EN-1991 – Laster på bärverk**

Kap. 1.3 Tillämpning av SS-EN 1991-3 – Last av kranar och maskiner

#### 2.5.3 (2) 4 §

Här anges i tabell C-12 maximalt antal kranar som arbetar oberoende av varandra som bör beaktas vid dimensionering. För kärntekniska anläggningar ska tabell C-12 betraktas som ett minimikrav, det bör bestämmas i varje enskilt fall om striktare krav behöver tillämpas eller ej. Hänsyn bör då tas till möjliga driftssituationer och deras respektive sannolikhet för inträffande, med tillhörande strålsäkerhetsbetydelse.

#### A2.3(1) 5 §

Vid lastkombinering betraktas last från kranar som arbetar oberoende av varandra som oberoende laster. I tabell C-13 anges de  $\psi$ -faktorer för kranlaster som bör väljas. För kärntekniska anläggningar ska tabell C-13 betraktas som ett minimikrav, på motsvarande sätt som ovan bör det bestämmas i varje enskilt fall om striktare krav behöver tillämpas eller ej.

### **Avdelning D – Tillämpning av EN 1992 – Dimensionering av betongkonstruktioner**

Kap. 2.1.1 - Tillämpning av EN 1992-1-1 – Allmänna regler

#### 23 a §, 30 §, 30 a §

Ändrad regel och ändrade allmänna råd om minskning av minimiarmering tillämpas ej i DNB för strukturer i kvalitetsklasserna Kv2 och Kv3a eller för strukturer som ska motstå jordbävningshändelser eller stöt- och impulslast.

I vissa fall görs även hänvisningar till ASME Sect III Div 2 [9], ACI 349 [2], ASCE 4-16 [6], ASCE 43-05 [7], ETC-C [14], IAEA- och WENRA-dokument samt YVL-direktiv. En kortfattad beskrivning av dessa regelverk ges nedan.

ASME Sect III Div 2 (ASME) [9] är ett internationellt accepterat regelverk för dimensionering av reaktorinneslutningar av betong. Eurokoderna och ASME [9] baseras på olika grundläggande principer för dimensionering. Eurokoderna baseras på partialkoefficientmetoden och principen med gränstillstånd, medan ASME [9] tillämpar tillåtna påkänningar. I DNB har därför ASME [9] endast integrerats inom den ”nomenklatur” som används vid dimensionering enligt eurokoderna, samtidigt som det tillsetts att de kontroller som blir följden av tillämpningen av ASME [9] enligt kapitel 5 i DNB i princip motsvarar en separat ASME-dimensionering av inneslutningen, med de undantag som ges i avsnitt 5.2.

ACI 349 [2] är ett amerikanskt regelverk för dimensionering av säkerhetskritiska betongbyggnadskonstruktioner vid kärntekniska anläggningar som åberopas enligt följande:

- Vid nyttjande av eurokoderna: Eurokoderna och ACI 349 [2] baseras på samma grundläggande principer för dimensionering, men eftersom de avser olika tillämpningsområden finns därför vissa skillnader. Därför har vid nyttjande av ACI 349 [2] i första hand dimensioneringsprinciper för säkerhetskritiska byggnadskonstruktioner vid kärnkraftverk utnyttjats, istället för införandet av exakta siffervärden etc.
- Vid nyttjande av ASME Sect III Div 2 [9]: ACI 349 [2] åberopas i enstaka fall när ASME Sect III Div 2 [9] saknar detaljerade dimensioneringsanvisningar. ACI 349 [2] är konsistent med ASME Sect III Div 2 [9], båda regelverken är i grunden baserade på ACI 318 [1].

ASCE 4-16 [6] är en internationellt accepterad standard för seismisk analys av säkerhetskritiska byggnadskonstruktioner vid kärntekniska anläggningar och ger därför en mera stringent kravbild för DNB än vad motsvarande analyskrav i konventionella byggnormer kan ge. ASCE 43-05 [7] används endast i begränsad omfattning som komplement till ASCE 4-16 [6].

ETC-C [14] är ett leverantörsspecifikt regelverk för dimensionering av kärnkraftverksbyggnader inkluderande regler för reaktorinneslutningen. ETC-C [14] baseras på samma normpaket som DNB, dvs. eurokoderna. Därför har ETC-C [14] i enstaka fall hänvisats till för att motivera införda kärnkraftsrelaterade tilläggskrav i DNB.

IAEA-dokument är normoberoende internationellt accepterade vägledningar med avseende på bland annat kärnkraftverkssäkerhet.

WENRA är en sammanslutning av de europeiska strålsäkerhetsmyndigheterna. WENRA ger regelbundet ut tillämpningsdokument som stöd för utvärdering av säkerheten i de olika ländernas kärntekniska anläggningar.

YVL-direktiven är utgivna av den finska strålsäkerhetsmyndigheten. Myndigheten ställer krav på reaktorinneslutningens täthet och bärförmåga. Vid dimensionering påvisas uppfyllandet av dessa krav bland annat genom att följa tillämpliga regelverk. I YVL E.6 anges att reaktorinneslutningens betongdelar får dimensioneras enligt EC2, och att ASME Sect III Div 2 [9] samtidigt utgör minimikrav. Vidare anges att för inneslutningens täthetskrav får ASME Sect III Div 2 [9] tillämpas. Eftersom DNB baseras på i huvudsak samma dimensioneringsprinciper som YVL E.6 hänvisas i enstaka fall därför till YVL-direktiven för att motivera införda kärnkraftsrelaterade tilläggskrav i DNB.

DNB inkorporerar genom daterade hänvisningar bestämmelser från andra publikationer enligt förteckning ovan. Dessa normativa hänvisningar anges på de ställen i texten där de tillämpas. För hänvisningarna gäller angiven utgåva. Senare publicerade tillägg, ändringar eller reviderade utgåvor får endast tillämpas när de har inkorporerats i föreliggande dokument genom tillägg, ändring eller revidering.

## 2.5 Förutsättningar

I tillägg till vad som anges i SS-EN 1990 [37] avsnitt 1.3 gäller de anläggnings-specifika förutsättningar som anges i SAR och KFB med tillhörande referenser samt i projektspecifika dokument.

## 2.6 Skillnaden mellan principer och råd

I eurokoderna görs enligt SS-EN 1990 [37] avsnitt 1.4 skillnad mellan principer och råd. Principerna ska enligt eurokoden följas, dvs. de utgör krav, medan råden utgör allmänt vedertagna regler som stämmer överens med principerna och som uppfyller kraven i dessa.



DNB innehåller till skillnad från eurokoderna anvisningar och råd, oftast i form av ändringar och tillägg för tillämpning av eurokoderna vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. Vid upprättandet av införda ändringar och tillägg har det antagits att såväl principer som råd i eurokoderna följs om annat ej anges.

## 2.7 Termer och definitioner

Termer och definitioner redovisas i relevanta delar av SS-EN 1990 [37], SS-EN 1991 och SS-EN 1992-1-1 [47]. Termer och definitioner angivna i SS-EN 1998 [54] tillämpas ej.

I bilaga 4 redovisas termer som ej finns definierade i eurokoderna.

## 2.8 Beteckningar

Vid angivande av gränstillstånd och dimensioneringssituation (ULS) respektive lastkombinationstyp (SLS) i förkortad form används följande beteckningskonvention i föreliggande rapport:

XXX<sub>YYY</sub>-ZZZ

där

XXX = gränstillstånd (avsnitt 3.8.4.1 och 3.8.5.1)

YYY = typ av gränstillstånd (avsnitt 3.8.5.1). Kan utelämnas om gränstillstånd i allmänhet avses.

ZZZ = dimensioneringssituation för ULS (avsnitt 3.5.2), lastkombinationstyp för SLS (avsnitt 3.8.4.3)

Exempel:

ULS<sub>STR-exc</sub> anger brottgränstillståndet (ULS (ultimate limit state)) hållfasthet (STR (strength)), exceptionell dimensioneringssituation (exc).

SLS<sub>qp</sub> anger bruksgränstillståndet (SLS (servicability limit state)), kvasi-permanent lastkombination (quasi-permanent).

Beteckningar redovisas i relevanta delar av SS-EN 1990 [37], SS-EN 1991, SS-EN 1992-1-1 [47] och SS-EN 1998 [54].

I bilaga 5 anges beteckningar som ej finns redovisade i eurokoderna.

## 3. Grundläggande dimensioneringsprinciper

### 3.1 Allmänt

SS-EN 1990 [37] samt EKS 10 [12] åberopas generellt med de ändringar och tillägg som redovisas i detta kapitel samt kapitel 2.

Detta kapitel beskriver de grundläggande dimensioneringsprinciperna enligt EKS 10 [12] samt däri hänvisade normer (eurokoderna). Även grundläggande principer som är styrande för konstruktion av kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar redovisas, så som säkerhetsklassning, händelseklassning och krav på strålsäkerhetsfunktioner samt ändringar och tillägg till kraven i EKS 10 [12] och däri hänvisade normer.

### 3.2 Klassning av byggnadskonstruktioner, system och komponenter

#### 3.2.1 Allmänt

Som framgår av 21§ i SSMFS 2008:17 [68] ska byggnadsdelar, system, komponenter och anordningar i kärnkraftsreaktorer indelas i säkerhetsklasser. Strukturer, system och komponenter (SSK) ska vara konstruerade, tillverkade, monterade, kontrollerade och provade enligt krav som är anpassade till deras funktion och betydelse för anläggningens säkerhet. De specifika kvalitets- och funktionskrav som följer av säkerhetsklassningen definieras via underliggande klasser, såsom exempelvis

- mekanisk kvalitetsklass,
- elektrisk funktionsklass,
- täthetsklass och
- seismisk klass.

Principerna för indelning i mekaniska kvalitetsklasser för styrning av konstruktionskrav och kvalitetssäkring ska vara säkerhetsgranskade och anmälda till SSM innan de får tillämpas. Krav och kontroll av kvalitetsklassade anordningar ska följa bestämmelserna i 4 kap 4-12§§ SSMFS 2008:13 [58].

På motsvarande sätt som för mekaniska komponenter genomförs en indelning av anläggningens elektriska system och utrustning i ett antal funktionsklasser beroende på deras betydelse för den radiologiska omgivningssäkerheten.

SSK i anläggningen indelas även i seismiska klasser baserat på vilka strålsäkerhetsfunktioner som måste upprätthållas under och efter en jordbävning. Vanligtvis genomförs även en indelning i täthetsklasser utifrån aktivitetsinnehållet i respektive system.

För mekanisk kvalitetsklassning och elektrisk funktionsklassning finns som regel en direkt koppling till den övergripande säkerhetsklassindelningen. För de övriga underliggande klasserna (klassning med avseende på täthet och seismisk påverkan) finns inte samma uppenbara samband till säkerhetsklassningen, utan dessa underliggande klassningsprocedurer är mer att betrakta såsom komplement till den övergripande säkerhetsklassningen för att kunna säkerställa en bättre samlad bild av kvalitets- och funktionskraven för anläggningens byggnadsdelar, system och komponenter.

Principer för den övergripande säkerhetsklassningen beskrivs i avsnitt 3.2.2, kvalitetsklassning för byggnadskonstruktioner i avsnitt 3.2.3, klassning med avseende på täthet i avsnitt 3.2.4 och seismisk klassning i avsnitt 3.2.5.

Vad gäller brandskydd indelas byggnadsdelar i brandsäkerhetsklasser och i brandtekniska klasser vilka i sin tur definierar vilka krav som ställs på byggnadskonstruktionen ur detta perspektiv, se vidare avsnitt 9.1.

Klassning avseende högenergi- och lågenergisystem respektive explosionsfarliga områden ger en indikation på vilken typ av belastningar som kan behöva beaktas vid dimensionering av säkerhetskritiska strukturer.

Vidare indelas generellt händelser och förhållanden i händelseklasser, se avsnitt 3.2.6. Denna klassning har likaså en direkt inverkan på vilka krav som ställs på byggnadskonstruktionerna.

Klassningsprocedurerna enligt ovan kan även tillämpas för andra kärntekniska anläggningar än kärnkraftsreaktorer. Klassningen, med tillhörande kravbild, redovisas i SAR för respektive anläggning.

För byggnadskonstruktioner tillämpas utöver den övergripande säkerhetsklassningen avseende strålsäkerhet även en separat säkerhetsklassindelning motsvarande den som görs för konventionella byggnadsverk enligt EKS 10 [12], se avsnitt 3.3.

### **3.2.2 Säkerhetsklass med avseende på strålsäkerhet**

Strukturer, system och komponenter i anläggningen grupperas i säkerhetsklasser baserat på deras betydelse för strålsäkerheten.

I de allmänna råden om tillämpningen av SSMFS 2008:17 [68] anger Strålsäkerhetsmyndigheten att indelningen i säkerhetsklasser för kärnkraftsreaktorer bör ske enligt de principer som framgår av ANSI-ANS 51.1 [4] för tryckvattenreaktorer och ANSI-ANS 52.1 [5] för kokvattenreaktorer. I dessa standarder definieras tre säkerhetsklasser (SC1, SC2 och SC3) där SC1 är strängast samt en klass Non-Nuclear Safety (NNS<sup>11</sup>). Enligt svensk branschpraxis benämnes SC1, SC2 och SC3 som säkerhetsklass 1, 2 respektive 3 och NNS-klassen som säkerhetsklass 4.

Under senare år har IAEA SSG-30 [30] blivit ett viktigt internationellt styrande dokument i samband med säkerhetsklassning av nya kärntekniska anläggningar. I Sverige har IAEA SSG-30 [30] bland annat beaktats i samband med säkerhetsklassningen av inkapslingsanläggningen i Oskarshamn samt vid spallationsanläggningen ESS i Lund.

Indelningen i säkerhetsklasser styrs i ANSI/ANS strikt funktionsinriktat, varvid respektive SSK som säkerställer en specifik funktion tilldelas en fastställd säkerhetsklass, medan man i IAEA SSG-30 [30] gör en grundligare bedömning av de olika funktionernas betydelse för säkerheten utifrån konsekvens och händelsefrekvens. Vidare har man i IAEA SSG-30 [30] i enlighet med senare års säkerhetsriktlinjer ett speciellt fokus på funktioner av väsentlig betydelse för anläggningens djupförsvar, vilket inte specifikt beaktas i ANSI/ANS.

Mot bakgrund av vad som beskrivits här ovan, baseras klassningsprincipen för byggnadskonstruktioner i DNB på de allmänna rekommendationerna i SSMFS 2008:17 [68] med nomenklatur enligt ANSI/ANS i enlighet med svensk branschpraxis. I tillägg till detta beaktas i görligaste mån även principerna i IAEA SSG-30 [30], då dessa avspeglar en modern säkerhetsfilosofi med ett ändamålsenligt angreppssätt anpassat även för andra typer av kärntekniska anläggningar än kärnkraftsreaktorer.

För byggnadskonstruktioner och övriga bärverk vid kärntekniska anläggningar kan man därmed definiera följande säkerhetsklasser:

---

<sup>11</sup> Notera att vissa säkerhetskritiska strukturer kan tillhöra ANSI-ANS säkerhetsklass NNS.

### **Säkerhetsklass 1 (Sä1):**

Enligt ANSI/ANS och svensk branschpraxis gäller säkerhetsklass 1 endast för delar av reaktortryckkärl och av reaktor trycksatta anordningar (RCPB). Det finns alltså inga byggnader eller byggnadsdelar i denna säkerhetsklass.

### **Säkerhetsklass 2 (Sä2):**

Säkerhetsklass 2 omfattar enligt svensk branschpraxis de SSK som säkerställer avställning av reaktor, förhindrande av snabba reaktivitetstillskott, bevarande av inneslutningsfunktionen samt bortförande av resteffekt från reaktor och härd. De enda byggnadsdelar som ingår i säkerhetsklass 2 är de som utgör del av reaktorinneslutning.

### **Säkerhetsklass 3 (Sä3A och Sä3B)**

Säkerhetsklass 3 indelas i säkerhetsklass 3A och 3B och omfattar byggnadsdelar som är väsentliga för den radiologiska säkerheten, men som inte ingår i säkerhetsklass 1 och 2. Anläggnings-specifika utredningar baserade på principerna i IAEA SSG-30 [30] bör styra klassningsprocessen och selektering av huruvida byggnadsdelar väsentliga för säkerheten ska hänföras till Sä3A respektive Sä3B. Om inget annat framkommer i de anläggnings-specifika utredningarna kan man för byggnadskonstruktioner och bärverk utgå från följande indelningsprinciper:

#### **Säkerhetsklass 3A (Sä3A)**

Byggnader eller byggnadsdelar som utgör del av eller säkerställer

- barriärer och passiva säkerhetsfunktioner eller
- funktioner med uppgift att reducera en olyckas frekvens för inträffande (exempelvis anordningar för att minimera risk för tappat last) eller att förhindra att en inledande händelse uppstår (exempelvis infästningar för rörbrottsförankringar).

#### **Säkerhetsklass 3B (Sä3B)**

Byggnader eller byggnadsdelar

- av speciell betydelse för anläggningens djupförsvar eller det fysiska skyddet,
- som vid felfunktion av typ förlust av bärförmåga kan förorsaka oacceptabla/oönskade radioaktiva utsläpp till omgivningen eller som kan riskera funktioner av betydelse för strålsäkerheten eller
- med uppgift att motstå eller lindra händelser i händelseklass H5 eller vid antagonistiska hotscenarier.

#### **Säkerhetsklass 4 (Sä4)**

Säkerhetsklass 4 omfattar SSK som inte har någon påverkan på strålsäkerheten och som inte heller krediteras i den deterministiska säkerhetsanalysen i händelseklass H2-H4.

Indelningen i säkerhetsklasser framgår av Tabell 3.1.

### **3.2.3 Kvalitetsklass**

Mekaniska anordningar indelas i mekaniska kvalitetsklasser. Grundregeln är att en anordning tilldelas samma kvalitetsklass som säkerhetsklass. Kvalitetsklassen styr konstruktions-, tillverknings-, installations- och kontrollkrav samt kvalitetssäkringsåtgärder vid om- och tillbyggnader, utbyten och reparationer i anläggningen [69].

Krav på utförande, kvalitetssäkring, granskning, kontroll, provning och underhåll av byggnadskonstruktioner kan på motsvarande sätt som för mekaniska anordningar behöva differentieras baserat på strukturens säkerhetsklassning och dess betydelse för strålsäkerheten. Härvid ingår att specificera kvalitetsklassningen som ett led i att säkerställa strukturens tillförlitlighet.

För säkerhetskritiska bärverk och bärverksdelar kan som en utgångspunkt användas utförandeklasser enligt eurokoderna, med nödvändiga ändringar och tillägg för kärntekniska anläggningar.

Eftersom eurokoderna ej behandlar barriärer med tätplåt ställs speciella krav på kvalitetsklassningen för den typen av strukturer.

Baserat på byggnaders säkerhetsklasser enligt avsnitt 3.2.2 gäller följande kvalitetsklasser, eftersom det inte finns några byggnadskonstruktioner eller bärverk i säkerhetsklass 1 och för att erhålla likformighet med principerna för mekaniska komponenter finns det därför inte heller någon kvalitetsklass 1:

- Kvalitetsklass 2 (Kv2): Kan tillämpas för byggnader/byggnadsdelar i säkerhetsklass 2.
- Kvalitetsklass 3A (Kv3A): Kan tillämpas för byggnader/byggnadsdelar i säkerhetsklass 3A.
- Kvalitetsklass 3B (Kv3B): Kan tillämpas för byggnader/byggnadsdelar i säkerhetsklass 3B.
- Ingen klassning: Byggnader utan betydelse för strålsäkerheten (säkerhetsklass 4).

För byggnader och byggnadsdelar i säkerhetsklass 3A, 3B och 4 gäller att kvalitetsklassen ska vara minst densamma som säkerhetsklassen eller högre.

För samtliga kvalitetsklasser bör dimensioneringen genomföras i enlighet med DNB. Vidare bör säkerhetsklass 3 enligt Boverkets EKS-dokument tillämpas. För Kv2 tillämpas den högsta nivån vad gäller tilläggskrav avseende robusthet och kvalitetsledning, kvalitetskontroll och spårbarhet. För Kv3A bör utökade krav tillämpas, men de är då lägre än för Kv2. För Kv3B kan DNB användas utan tilläggskrav på robusthet, men eventuellt bör utökade krav på kvalitetsledning, kvalitetskontroll och spårbarhet införas.

För byggnader utan klassning (säkerhetsklass 4) kan EKS tillämpas utan tilläggskrav.

Indelningen i kvalitetsklasser framgår av Tabell 3.1.

### 3.2.4 Täthetsklass

Komponenter som ingår i tryckbärande system och ventilationssystem tilldelas täthetsklass. Komponenter täthetsklassas för att prioritera insatserna för att erhålla täta system. De komponenter där riskerna/konsekvenserna för läckage är störst erhåller den högsta täthetsklassen. Täthetsklassningen styrs huvudsakligen av om systemen innesluter högaktiva (primär klass) eller lågaktiva medier (sekundär klass). System som ej ingår i primär eller sekundär klass klassificeras normalt som konventionella. Det kan noteras att system och komponenter som utgör en del av reaktorinneslutningen klassificeras som sekundär [69].

På motsvarande sätt som för komponenter bör säkerhetskritiska barriärer som är av betydelse för förhindrande av spridning av radioaktiva ämnen täthetsklassas baserat på barriärens säkerhetsklassning och dess betydelse för strålsäkerheten.

### 3.2.5 Seismisk klass

Byggnader, system och komponenter indelas i seismiska klasser utifrån vilken typ av strålsäkerhetsfunktion som måste upprätthållas.

En jordbävning förorsakar olika former av mer eller mindre allvarliga konsekvenser, som samtliga kan härledas till inducerade vibrationer i strukturer, system och komponenter i anläggningen. Dessa vibrationer kan ge en direkt påverkan på barriärerna och säkerhetsfunktionerna men även indirekt via eventuell mekanisk interaktion mellan konstruktionsdelar, genom utsläpp av farliga substanser eller via bränder och översvämningar förorsakade av jordbävningen. Vidare kan jordbävningen förorsaka försvårat tillträde för driftspersonal eller att evakueringsvägar blir otillgängliga.

De specifika krav på utrustning som gäller under en jordbävning behöver inte nödvändigtvis relatera till den referens-säkerhetsfunktion som identifierats i den övergripande säkerhetsklassningen och som avser den mest krävande av alla säkerhetsfunktioner som erfordras under beaktande av samtliga dimensioneringskriterier. I syfte att skapa ett säkerhetsorienterat angreppssätt för dimensionering, i tillägg till den övergripande säkerhetsklassningen, bör därför strukturer, system och komponenter grupperas i ett antal kategorier med avseende på dess betydelse för säkerheten under och efter en jordbävning, så kallad seismisk klassning.

SSK för anläggningen delas in i endera av klasserna Se1A, Se1B, Se2A och Se2B. För en mer utförlig beskrivning av principerna för seismisk klassning, se avsnitt 7.6.3.

Indelningen i seismiska klasser framgår av Tabell 3.1.

### **3.2.6 Händelseklasser enligt SSMFS 2008:17**

Vid konstruktionsarbeten för uppförande av och vid drift av ett kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar ska man enligt Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter ta hänsyn till möjliga driftsituationer, händelser och förhållanden. Dessa spänner över olika driftlägen under normal drift till mycket osannolika händelser. De olika driftsituationer respektive olika inledande händelser som kan inträffa har dock mycket olika sannolikhet för inträffande.

Anläggningen ska vara konstruerad så att frekventa händelser och förhållanden inte har någon eller endast mindre konsekvenser för strålskyddet medan händelser och förhållanden som kan ge allvarliga konsekvenser ska ha en mycket låg förväntad inträffandefrekvens.

För att erhålla en balanserad riskprofil delas olika driftsituationer, händelser och händelsekonsekvenser vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar in i olika klasser, s.k. händelseklasser, där varje klass innefattar händelser inom ett givet frekvensintervall. Ju mer sannolik en händelse är desto strängare acceptanskriterier bör tillämpas. Till respektive händelseklass finns gällande referensvärden som anger den övre gränsen för radiologiska omgivningskonsekvenser för anläggningen.

Den händelseklassindelning som tillämpas i föreliggande rapport följer vad som anges i 2 § i SSMFS 2008:17 [68] och redovisas i Tabell 3.2.

Mer utförliga beskrivningar avseende händelseklasser med tillhörande kravbild ges i anläggningarnas SAR.

Tabell 3.3 sammanfattar sambandet mellan händelseklass, klassificering av laster (se kapitel 4), dimensioneringssituation (se avsnitt 3.5) samt gränstillstånd (se avsnitt 3.5).

**Tabell 3.1 – Säkerhetsklasser, kvalitetsklasser och seismiska klasser.**

Säkerhetsklass (Sä)	Byggnadskonstruktion	Kvalitetsklass (Kv)	Dimensioneringskrav	Kvalitetskrav	Seismisk klass (Se)
Sä1	Finns inga byggnader i Sä1.	-	-	-	-
Sä2	Byggnadskonstruktioner som utgör del av reaktorinneslutning.	Kv2	DNB tillämpas. Säkerhetsklass 3, konsekvensklass 3 (EKS). Högsta tilläggskrav på robusthet.	Utförandeklass 3 (EKS). Högsta tilläggskrav på kvalitetssäkring, kvalitetskontroll och spårbarhet.	Se1A - Täthet
					Se1B - Bärande funktion
Sä3A	Andra byggnadskonstruktioner som utgör del av eller säkerställer - barriärer och passiva säkerhetsfunktioner eller - funktioner med uppgift att reducera en olyckas frekvens eller att förhindra att en inledande händelse uppstår.	Kv3A	DNB tillämpas. Säkerhetsklass 3, konsekvensklass 3 (EKS). Utökad robusthet.	Utförandeklass 3 (EKS). Utökade krav på kvalitetssäkring, kvalitetskontroll och spårbarhet.	Se1A - Täthet
					Se1B - Bärande funktion
Sä3B	Byggnader eller byggnadsdelar - av betydelse för anläggningens djupförsvar eller det fysiska skyddet, - som vid felfunktion kan förorsaka radioaktiva utsläpp till omgivningen eller riskera funktioner av betydelse för strålsäkerheten eller - med uppgift att motstå eller lindra händelser i klass H5 eller vid antagonistiska hotscenarier.	Kv3B	DNB tillämpas. Säkerhetsklass 3, konsekvensklass 3 (EKS).	Utförandeklass 3 (EKS). Eventuellt utökade krav på kvalitetssäkring, kvalitetskontroll och spårbarhet.	Se2A - Brott eller fel i strukturer får inte riskera funktionen hos utrustning i seismisk klass Se1.
Sä4	Byggnadskonstruktioner utan betydelse för strålsäkerheten.	-	EKS	EKS	Se2B – Inga jordbävningsskrav

**Tabell 3.2 – Händelseklasser i enlighet med SSMFS 2008:17 2 §.**

Händelseklass		Beskrivning	Frekvensintervall <sup>1)</sup>
H1	Normal drift	Inkluderar störningar som bemästras av ordinarie drift- och reglersystem utan driftavbrott.	Normala driftlägen
H2	Förväntade händelser	Händelser som kan förväntas inträffa under en kärnkraftreaktors livstid.	Frekvens $\geq 10^{-2}$
H3	Ej förväntade händelser	Händelser som inte förväntas inträffa under en kärnkraftreaktors livstid, men som kan förväntas inträffa om ett flertal reaktorer beaktas.	Frekvens F sådan att $10^{-2} > F \geq 10^{-4}$
H4	Osannolika händelser	Händelser som inte förväntas inträffa. Här inkluderas även ett antal övergripande händelser som oberoende av händelsefrekvens analyseras för att verifiera kärnkraftreaktorns robusthet. Dessa händelser benämns ofta konstruktionsstyrande händelser.	Frekvens F sådan att $10^{-4} > F \geq 10^{-6}$
H5	Mycket osannolika händelser	Händelser som inte förväntas inträffa. Om händelsen ändå skulle inträffa kan den leda till stora härdsador. Dessa händelser utgör grunden för kärnkraftreaktorns konsekvenslindrande system vid svåra haverier.	-
-	Extremt osannolika händelser	Händelser som är så osannolika att de inte behöver beaktas som inledande händelser i samband med säkerhetsanalys.	Restrisker

<sup>1)</sup> Förväntad sannolikhet för en händelse att inträffa under ett år.



**Tabell 3.3 – Koppling mellan händelseklasser, klassificering av laster, dimensioneringssituationer samt gränstillstånd.**

Händelseklass	Huvudlast	Dimensionerings-situation	Gränstillstånd
H1, normal drift	Permanent, Variabel	Varaktig, Tillfällig	SLS, ULS
H2, förväntade händelser	Permanent, Variabel	Varaktig, Tillfällig	SLS, ULS
H3, ej förväntade händelser	Olyckslast	Exceptionell, Exceptionell, seismisk	ULS
H4, osannolika händelser	Olyckslast	Exceptionell, Exceptionell, seismisk	ULS
H5, mycket osannolika händelser	Olyckslast	Mycket osannolik, Mycket osannolik, seismisk	ULS

### 3.2.7 Säkerhetsklasser för byggnader enligt EKS

Utifrån en bedömning av omfattningen av de skador som kan befaras om ställda krav inte skulle uppfyllas ska enligt EKS 10 [12] byggnader och byggnadsdelar hänföras till någon av följande säkerhetsklasser:

- Säkerhetsklass B1: Liten risk för allvarliga skador
- Säkerhetsklass B2: Någon risk för allvarliga skador
- Säkerhetsklass B3: Stor risk för allvarliga skador

Till skillnad mot i EKS 10 [12] betecknas emellertid säkerhetsklasser för byggnader och byggnadsdelar vid kärntekniska anläggningar för B1, B2 respektive B3. Detta görs för att särskilja dessa från den funktionsindelning av byggnader, system och komponenter i säkerhetsklasser som görs med hänsyn till betydelsen för strålsäkerheten.

I EKS 10 [12] görs indelningen i säkerhetsklasser väsentligen med avseende på risken för personsador. Detta gäller även för kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar, men därutöver bör även beaktas ekonomiska skador av typen driftavbrott, krav på upprätthållande av funktion etc.

För säkerhetskritiska byggnader följer av EKS 10 [12] att säkerhetsklass B3 alltid bör tillämpas. Säkerhetsklass B3 förutsätts därför gälla generellt om ej annat tydligt anges och motiveras i konstruktionsförutsättningarna för respektive byggnad.

## 3.3 Krav enligt SS-EN och EKS

### 3.3.1 Allmänt

Såväl krav som ställs på byggnadsverk och byggnadsdelar vid normal användning i enlighet med EKS 10 [12] som krav på strålsäkerhetsfunktioner ska påvisas vara uppfyllda för byggnadskonstruktioner vid kärntekniska anläggningar. I detta avsnitt redovisas krav vid normal användning medan avsnitt 3.4 anger krav med avseende på strålsäkerhet.

### 3.3.2 Grundläggande krav

I tillägg till vad som anges i SS-EN 1990 [37] avsnitt 2.1 gäller de anläggningsspecifika krav som anges i SAR och KFB med tillhörande referenser, och i projektspecifika dokument.

Bärverk och bärverksdelar ska påvisas kunna motstå postulerade olyckslaster i den omfattning som framgår av SAR. Dock accepteras under vissa omständigheter även för dessa byggnadsdelar att en lokal skada uppstår, se vidare avsnitt 3.5.4.

### **3.3.3 Tillförlitlighet**

I tillägg till de krav som anges i SS-EN 1990 [37] avsnitt 2.2 gäller de anläggningsspecifika krav som anges i SAR och KFB med tillhörande referenser, och i projektspecifika dokument.

Därutöver bör projektspecifikt angivna tilläggskrav för kvalitetsklass Kv2 och Kv3 vad gäller robusthet specificeras i enlighet med de kvalitativa krav som anges i avsnitt 3.2.2 och Tabell 3.1.

I enlighet med EKS får SS-EN 1990 [37] bilaga B ej tillämpas när det gäller differentiering av byggnadsverks tillförlitlighet. Differentiering av byggnadsverks tillförlitlighet baseras istället på säkerhetsklasser enligt EKS 10 [12] avdelning A och B, se avsnitt 3.2.7.

Konsekvensklasserna enligt SS-EN 1990 [37] bilaga B ger emellertid, tillsammans med säkerhetsklasser och geotekniska klasser, ledning vid valet av vilka krav som ställs på utförande, kontroll och dokumentation.

Vidare reglerar konsekvensklasserna hur exceptionella dimensioneringssituationer ska beaktas (SS-EN 1991-1-7 [43]), samt hur byggnadskonstruktionen ska utformas för att begränsa konsekvenserna av ett lokalt brott på grund av en ospecificerad orsak (SS-EN 1991-1-7 [43]).

### **3.3.4 Avsedd livslängd**

DNB gäller vid all ny- och omkonstruktion av byggnadskonstruktioner som har en avsedd livslängd i enlighet med beständighetskrav enligt de normer och standarder som tillämpas. Livslängdskategori 5 enligt SS-EN 1990 [37] avsnitt 2.3 bör tillämpas vid dimensionering om annat ej anges i SAR. För byggnadsverksdelar som ej är åtkomliga för inspektion och underhåll ska enligt eurokoderna livslängdskategori 5 tillämpas.

### **3.3.5 Beständighet**

I tillägg till de krav som anges i SS-EN 1990 [37] avsnitt 2.4 gäller de anläggningsspecifika krav som anges i SAR och KFB med tillhörande referenser, och i projektspecifika dokument.

### **3.3.6 Kvalitetsledning**

I tillägg till vad som anges i SS-EN 1990 [37] avsnitt 2.5 gäller de anläggningsspecifika förutsättningar som anges i SAR och KFB med tillhörande referenser, och i projektspecifika dokument.

Därutöver bör projektspecifikt angivna tilläggskrav för kvalitetsklass Kv2 och Kv3 vad gäller kvalitetssäkring, kvalitetskontroll och spårbarhet specificeras i enlighet med de kvalitativa krav som anges i avsnitt 3.2.2 och Tabell 3.1.

## **3.4 Strålsäkerhetskrav enligt SAR**

### **3.4.1 Allmänt**

I tillägg till de funktionskrav som ställs vid normal användning av byggnadskonstruktioner vid kärntekniska anläggningar, se avsnitt 3.3, ställs krav på anläggningens funktion utifrån strålsäkerhet.

Strålsäkerhetskraven specificeras i Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter samt i SAR för respektive anläggning. Kraven är olika för olika block, byggnader och byggnadsdelar.

Skyddet av kärnkraftreaktorer och andra kärntekniska anläggningar ska enligt Strålsäkerhetsmyndigheten vara uppbyggt av barriärer och skyddssystem i olika nivåer enligt den så kallade djupförsvarsprincipen.

Djupförsvarsprincipen redovisas i avsnitt 3.4.2 och barriärer i avsnitt 3.4.4. I avsnitt 3.4.3 behandlas anläggningens säkerhetsverifiering, som bland annat identifierar byggnadernas strålsäkerhetsfunktioner, uppgifter och egenskaper (se avsnitt 3.4.5). Slutligen, i avsnitt 3.4.6 redogörs för byggnadskonstruktionens identifierade acceptanskriterier och dimensioneringskriterier som måste uppfyllas för påvisa att säkerhetskraven uppfylls.

### 3.4.2 Djupförsvar

Skyddet av kärnkraftreaktorer ska såsom redan påpekats ovan vara uppbyggt av barriärer och skyddssystem i olika nivåer enligt den så kallade djupförsvarsprincipen.

Syftet med djupförsvaret är att

- förebygga fel genom robusta konstruktioner med hög kvalitet,
- motverka att tekniska eller organisatoriska fel leder till olyckor samt att
- lindra konsekvenserna av en eventuell olycka genom god krisberedskap.

Djupförsvarsprincipen består av fem säkerhetsnivåer, där de olika nivåerna ska vara oberoende av varandra, så att brister i en nivå inte påverkar en annan nivå. Utgångspunkten är att radioaktiviteten ska inneslutas, oavsett vad som händer på anläggningen. De fem säkerhetsnivåerna (djupförsvarsnivåerna) utgörs av:

- Nivå 1. Kvaliteten i anläggningen, dess drift och underhåll, för att förebygga driftstörningar som kan hota säkerheten.
- Nivå 2. Kontroll över driftstörningar och möjligheten att upptäcka fel.
- Nivå 3. Kontroll över förhållanden som kan uppkomma vid konstruktionsstyrande händelser.
- Nivå 4. Kontroll över förhållanden som kan uppkomma vid svåra haverier.
- Nivå 5. Lindrande av konsekvenser vid radioaktiva utsläpp till omgivningen.

Kärntekniska anläggningar bör ha ett anpassat djupförsvar med tillhörande barriärer och andra hinder. Tillämpningen av djupförsvarsprincipen för respektive anläggning redovisas i anläggningens säkerhetsredovisning.

Ursprungligen utgjordes djupförsvarsprincipen för kärnkraftreaktorer av de tre första nivåerna (se Tabell 3.4 nedan). Efterhand infördes även nivå 4 och nivå 5. De 5 nivåerna är de som gäller för befintliga anläggningar idag.

För nya reaktorer har WENRA [83] enats om säkerhetsprinciper som skiljer sig från de som gäller för dagens befintliga anläggningar. Man har för nya anläggningar infört krav på att hantera händelser som för befintliga anläggningar ej har utgjort konstruktionsstyrande händelser. Man har infört ”Design Extension Conditions” (DEC) och ”multiple failure events” (multipelfelshändelser). I Tabell 3.4 sammanfattas de olika djupförsvarsnivåerna för befintliga respektive nya anläggningar.

De tilläggskrav som tillkommit för nya anläggningar avser naturligtvis nybyggnation, men WENRA pekar på att de nya kraven även kan användas för att hjälpa till att identifiera rimligt realiserbara säkerhetshöjande åtgärder vid de periodiskt återkommande säkerhetsutvärderingarna av befintliga anläggningar.

I september 2014 utgav WENRA nya reviderade säkerhetsreferensnivåer (”Safety Reference Levels”) för befintliga kärnkraftreaktorer [84]. De införda förändringarna i förhållande till den tidigare versionen baseras på en utvärdering av olyckshändelsen vid kärnkraftverket Fukushima

Daiichi 2011, inkluderande även de genomförda europeiska stresstesterna av befintliga reaktorer. Man anger i förordet i den nya utgåvan att nya frågeställningar vad gäller yttre påverkan orsakade av naturfenomen har inkluderats och att andra delar av rapporten har genomgått signifikanta ändringar.

Som ett led i djupförsvarsprincipen ska då analyser genomföras för "design extension conditions" (DEC), dvs. för förhållanden som ligger utanför de ursprungliga dimensioneringsförutsättningarna. Detta för att ytterligare förbättra säkerheten genom att öka anläggningens kapacitet att motstå mer utmanande händelser eller tillstånd än de som täcks in av de konstruktionsstyrande händelserna och för att minimera den radiologiska omgivningspåverkan vid DEC så långt praktiskt möjligt.

Det finns två olika kategorier av DEC, DEC A respektive DEC B. DEC A motsvarar DEC på nivå 3 i Tabell 3.4, dvs. uppkomsten av en härdsälta förhindras, medan DEC B motsvarar nivå 4 i samma tabell, vilket innebär att man ska begränsa förhållanden som kan uppstå vid en härdsälta. Svåra haverier ingår alltså i DEC B.

För båda DEC-kategorierna är målet att radioaktivt material innesluts. Därför krävs vid en DEC-händelse att inneslutningen isoleras så att den blir tät. Om detta ej kan ske tillräckligt snabbt eller om någon läckageväg ändå uppstår för en specifik händelse ska det visas med mycket stor sannolikhet att en härdsälta förhindras. Tryck- och temperaturnivåerna i inneslutningen ska begränsas och inneslutningen ska skyddas mot överbelastning. Om tryckavlastning med hjälp av ventiler av inneslutningen då erfordras ska ventileringen vara filtrerad. Hot mot inneslutningens integritet från brännbara gaser ska hanteras. Att en härdsälta penetrerar igenom inneslutningen ska förhindras eller motverkas så långt praktiskt möjligt. Utskjutning av en härdsälta från reaktortanken under högt tryck ska förhindras att ske.

För DEC A ska den radiologiska omgivningspåverkan minimeras så långt praktiskt möjligt. För DEC B ska den radiologiska omgivningspåverkan begränsas i tid och omfattning så långt praktiskt möjligt så att tillräcklig tid finns för att genomföra skyddsåtgärder i kärnkraftverkets omgivning och för att undvika kontaminering av större områden under en längre tid.

Det ska vidare visas att tillräckliga marginaler finns för att undvika så kallade tröskeeffekter ("cliff edge"-effekter) som skulle kunna leda till oacceptabla konsekvenser. En tröskeeffekt inträffar när en liten förändring av en förutsättning leder till en oproportionerlig ökning av konsekvenserna.

Tabell 3.4 – Djupförsvarnivåer (från [65]).

NIVÅ	BEFINTLIGA ANLÄGGNINGAR			NYA ANLÄGGNINGAR	
	Ursprungligen	Befintliga anläggningar	Anläggnings-tillstånd	Nya anläggningar	Anläggnings-tillstånd
1	Kvaliteten i anläggningen, dess drift och underhåll, för att förebygga driftstörningar som kan hota säkerheten	Ingen ändring i förhållande till den ursprungliga lydelsen	Normal drift	Ingen ändring i förhållande till befintliga anläggningar	Normal drift
2	Kontroll över driftstörningar och möjligheten att upptäcka fel	Ingen ändring i förhållande till den ursprungliga lydelsen	Driftstörning	Ingen ändring i förhållande till befintliga anläggningar	Driftstörning
3	Kontroll över förhållanden som kan uppkomma vid konstruktionsstyrande händelser	Ingen ändring i förhållande till den ursprungliga lydelsen	Konstruktionsstyrande händelser	Kontroll över olyckshändelser för att begränsa radioaktiva utsläpp och att förhindra uppkomsten av härdsmärta: 3a. Enstaka inledande händelse inklusive yttre påverkan och inre händelser 3b. Multipelfels-händelse	Konstruktionsstyrande händelser  "Design Extension Conditions" <sup>1)</sup>
4		Kontroll över och begränsning av förhållanden som kan uppkomma vid svåra haverier	Svåra haverier	Kontroll över och begränsning av förhållanden som kan uppkomma vid härdsmärta	"Design Extension Conditions" inkluderande svåra haverier <sup>2)</sup>
5		Lindrare av konsekvenser vid radioaktiva utsläpp		Ingen ändring i förhållande till befintliga anläggningar	

Not: En mörkare blå färg i tabellen ovan innebär att strängare krav än tidigare har införts.

1) Påflygning med stort passagerarflygplan ska enligt WENRA [79] beaktas med utsläppsbegränsningskrav motsvarande olycka utan härdsmärta.

2) Enligt WENRA [79] ska även mycket osannolika yttre händelser beaktas.

### 3.4.3 Säkerhetsverifiering

Händelser och förhållanden som kan påverka strålsäkerheten ska identifieras, analyseras och värderas.

I DNB används för olika typer av händelser vedertagna engelska begrepp och deras förkortningar enligt följande:

- Dimensionerande jordbävningshändelse (design basis earthquake, DBE).
- Jordbävningshändelse utanför konstruktionsbasen (design extension earthquake, DEE).
- Olyckshändelser som ingår i anläggningens konstruktionsbas (design basis accidents, DBA).

- Inre omständigheter som ligger utanför anläggningens konstruktionsbas, orsakade av inre eller yttre händelser (design extension conditions, DEC).
- Yttre händelser som ligger utanför anläggningens konstruktionsbas (design extension external events, DEEE).

I DNB indelas vidare händelser och omständigheter som ligger utanför anläggningens konstruktionsbas i följande kategorier:

- DEC A för vilka svår bränsleskada i härden eller i förvaringsbassänger för använt bränsle kan förhindras.
- DEC B för vilka svår bränsleskada postuleras.
- DEEE 1 är yttre händelser allvarigare än de som ingår i konstruktionsbasen.
- DEEE 2 är extrema yttre händelser med lägre sannolikhet än de i kategori DEEE 1.

En säkerhetsverifiering av SSK med betydelse för säkerheten kan allmänt genomföras utifrån följande delsteg:

- Identifiering av potentiellt kritiska förhållanden och inre och yttre händelser i alla händelseklasser.
- Identifiering av de barriärer och säkerhetsfunktioner som måste uppfyllas vid händelser inom konstruktionsbasen, inkluderande konstruktionsstyrande händelser. Tilldelning av säkerhetsklass till respektive säkerhetsfunktion.
- Identifiering av de SSK som säkerställer dessa säkerhetsfunktioner. Tilldelning av kvalitetsklass till respektive SSK.
- Verifiering av att barriärer och säkerhetsfunktioner upprätthålls under och efter händelser inom konstruktionsbasen.

I enlighet med IAEA och WENRA bör för befintliga kärnkraftverk och vid nykonstruktion analyser genomföras för olyckshändelser och förhållanden som ligger utanför anläggningens konstruktionsbas, såsom diskuterats i avsnitt 3.4.2. Härvid avses både olyckshändelser av samma typ som ingår i konstruktionsbasen men med en större magnitud, och helt nya typer av olyckshändelser som har en lägre sannolikhet för inträffande än de som ingår i konstruktionsbasen.

För befintliga anläggningar är analyserna en del av djupförsvaret med syftet att ytterligare förbättra anläggningens säkerhet, för nykonstruktion är syftet att påvisa att identifierade speciellt viktiga säkerhetsfunktioner bibehåller sin funktion.

Enligt IAEA bör man även visa att det inte uppstår några tröskeleffekter i förhållande till konstruktionsstyrande händelser, dvs. att en liten ändring av en ingångsparameter vid dimensionering inte ger upphov till ett abrupt försämrat tillstånd för anläggningen. Det ska observeras att tröskeleffekter endast behöver studeras för speciellt säkerhetskritiska SSK i anläggningen.

För händelser i händelseklass H1 till och med H4 tillämpas acceptanskriterier motsvarande dimensioneringsvärden. I händelseklass H5 kan för byggnadskonstruktioner med inbyggda marginaler (mer om detta senare) *best estimate*-värden användas. För övriga strukturer bör marginaler införas, men de kan vara lägre än vad som är fallet vid användandet av dimensioneringsvärden enligt gällande standarder.

Möjlighet till ytterligare lastomfördelning (som ej är utnyttjad i beräkningarna) till områden där utnyttjandegraden är mindre än 1 samt leverans av överstarkt material är två exempel på inbyggda marginaler. Vid tillverkning av betong och armering fås oftast överstarkt material, bland annat på grund av att tillverkaren har en viss marginal för att säkerställa att minimikrav enligt tillverkningsstandarder verkligen uppfylls. Man vill ej riskera att underkännas vid kvalitetskontrollen.

Strukturer med instabilitetsbrott är ett exempel på strukturer som ej har inbyggda marginaler, om de är fullt utnyttjade.

Utvärdering av effekter av olyckshändelser som kan uppstå vid kärntekniska anläggningar baseras på olika typer av bedömningsmetoder, exempelvis genom bortsällning (screening) av händelser med stöd av probabilistiska metoder utifrån en statistisk utvärdering av historiska data. Emellertid för de fall då det ställs krav på postulering av en specifik händelse är screening baserat på probabilistiska metoder inte ett användbart verktyg, eftersom en postulering förutsätter att anläggningen befinner sig i ett hypotetiskt tillstånd utan att definiera hur anläggningen har uppnått detta tillstånd. Alltså ska utvärderingen i så fall genomföras med utgångspunkt från anläggningens aktuella tillstånd istället för utifrån orsaken till händelsens uppkomst.

Inre händelser kan definieras som händelser som har sitt ursprung i fel i eller felaktig funktion hos utrustning eller i felaktigt handlande. Exempel på inre händelser som är av betydelse för den bärande strukturen är rörbrott, differenstryck och förhöjda temperaturtillstånd, säkerhetsventilblåsning, inre vattentryck, transportmissöde, explosion, missil, brand och felfungerande maskin.

En inre händelse som beaktas i dimensioneringen av anläggningen definieras som en *Design Basis Accident (DBA)* (dimensionerande olyckshändelse) och kategoriseras till händelseklass H4.

En inre händelse som är värre än DBA benämns såsom en *Design Extension Condition (DEC)*. Såsom beskrivits i avsnitt 3.4.2 ovan indelas denna typ av händelser i två olika kategorier, DEC A och DEC B. Om en sådan händelse bedöms som viktig att ha med i dimensioneringsprocessen kategoriseras den till händelseklass H5 (mycket osannolik yttre händelse). För sådana händelser accepteras vanligtvis metoder och acceptanskriterier baserade på realistiska *best estimate*-parametrar såsom beskrivits ovan, istället för de konservativa antaganden och acceptanskriterier som normalt gäller vid design.

Yttre händelser kan definieras som händelser som har sitt ursprung utanför anläggningsområdet och som måste beaktas. En sådan händelse kan antingen vara betingad av ett naturfenomen eller av ett mänskligt förorsakat handlande, med det gemensamt att händelsen uppstår helt oberoende av driften av anläggningen. Yttre händelser kan även inkludera händelser som uppstår innanför anläggningsområdet men utanför de säkerhetsrelaterade byggnaderna, under förutsättning att de laster som blir en följd av händelsen har likartad karakteristik som de laster som skulle uppstå till följd av motsvarande händelse utanför anläggningsområdet.

Yttre händelser som är av betydelse för den bärande strukturen, anpassade efter de förhållanden som gäller för svenska kärntekniska anläggningar, kan kategoriseras som visas i Figur 3.1. Observera att mänskligt förorsakade händelser kan vara antingen flygplanskrasch, explosion eller stor brand enligt Figur 3.1. Dessa avser var för sig oberoende yttre händelser med sitt ursprung utanför anläggningsområdet. Explosion och brand som grenar ut ifrån händelsen flygplanskrasch uppstår emellertid som en direkt följd av flygplanskraschen.

En yttre händelse som beaktas i dimensioneringen av anläggningen definieras som en *Design Basis External Event (DBEE)* (dimensionerande yttre händelse) och kategoriseras till händelseklass H4, se Figur 3.2. Exempel på sådana dimensionerande yttre händelser är dimensionerande jordbävning och dimensionerande extrema klimatförhållanden.

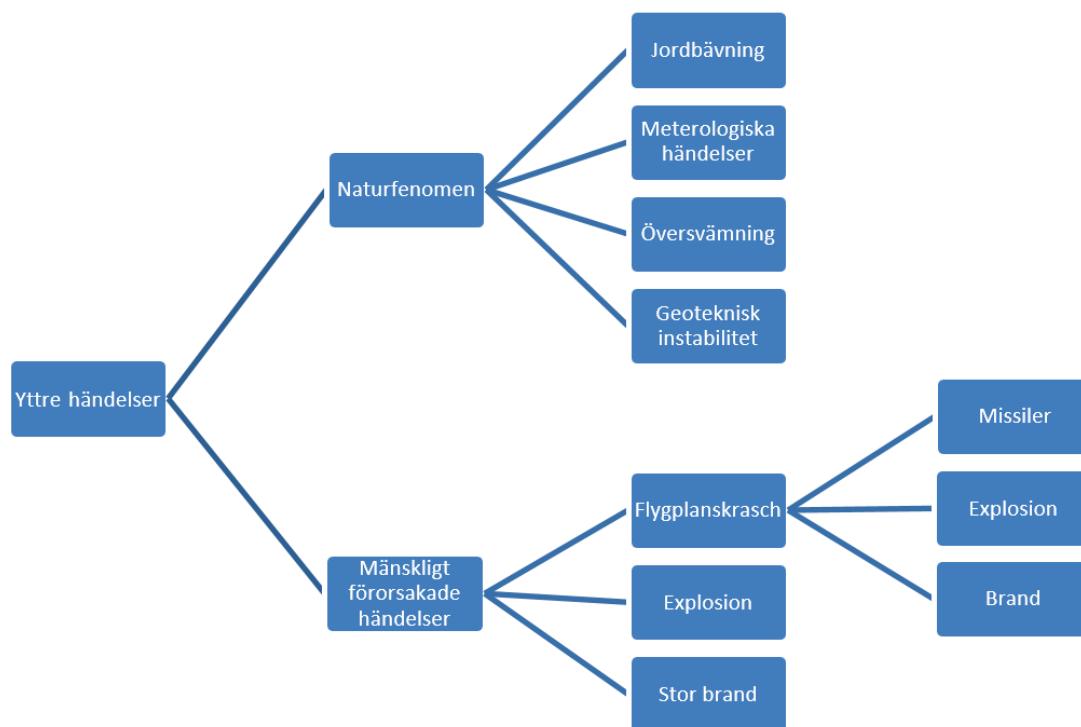
En yttre händelse som är värre än DBEE benämns såsom en *Beyond design basis external event*. Om en sådan händelse bedöms som viktig att ha med i dimensioneringsprocessen definieras den som en *Design Extension External Event (DEEE)* (mycket osannolik yttre händelse) och kategoriseras till händelseklass H5, se Figur 3.2. För sådana händelser accepteras vanligtvis metoder och acceptanskriterier baserade på realistiska *best estimate*-parametrar såsom beskrivits ovan, istället för de konservativa antaganden och acceptanskriterier som normalt gäller vid design.

Lastförutsättningar för yttre händelser kan definieras probabilistiskt eller deterministiskt. Naturfenomen definieras nästan alltid probabilistiskt, medan för flygplansstörtning ansätts ofta deterministiskt bestämda lastvärden.

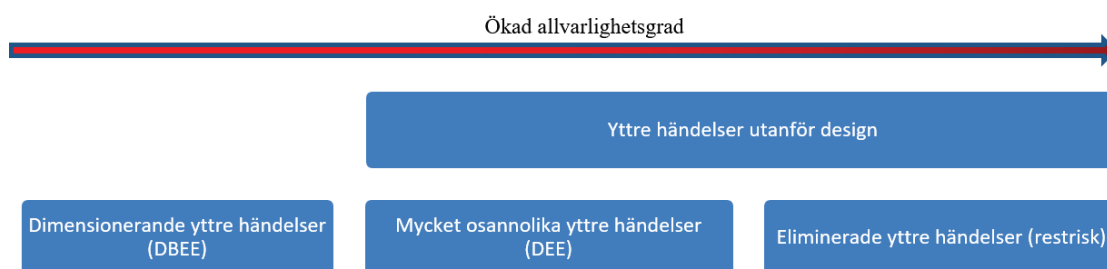
Följande fyra faser som bör genomföras i samband med en säkerhetsutvärdering av mänskligt förorsakade extrema yttre händelser för ett specifikt anläggningsområde:

- Fas 1: Identifiering av potentiellt kritiska yttre händelser.
- Fas 2: Screening av händelser och lastparametrar.
- Fas 3: Materialegenskaper och strukturanalyser.
- Fas 4: Acceptanskriterier och säkerhetsvärdering.

Faserna är desamma för såväl DBA- som DEEE-händelser. Dessa fyra faser kan åskådliggöras via en flödesprocess enligt Figur 3.3.



**Figur 3.1 – Exempel på kategorier av yttre händelser för svenska kärntekniska anläggningar.**



**Figur 3.2 – Kategorisering av yttre händelser med avseende på händelsens allvarlighetsgrad**





**Figur 3.3 – De olika faserna i samband med en säkerhetsutvärdering av mänskligt förorsakade extrema yttre händelser**

I fas 1 genomförs en första identifiering och screening av vilka olika mänskligt förorsakade extrema yttre händelser som kan uppstå för den aktuella anläggningen och potentiellt förorsaka oacceptabla konsekvenser

Så, inom ramen för fas 1 ingår framförallt följande delaktiviteter:

1. Generell bedömning av potentiellt kritiska händelser.
2. Framtagning av konsekvenskriterier för screeningprocessen.
3. Screening och kategorisering av händelserna.

Som slutresultat av fas 1 erhålls en preliminär lista över identifierade mänskligt förorsakade DBEE-händelser och yttre extrema händelser DEEE för vidare utvärdering i fas 2.

I fas 2 används ytterligare förfinade bedömningsmetoder på lokal anläggningsnivå för att om möjligt reducera antalet yttre händelser som identifierats och kategoriserats i fas 1. Härvid avses exempelvis screening med avseende på anläggningens robusthet, avstånd till händelsen och storleken på lasterna, men eventuellt även med avseende på sannolikhet för inträffande. En annan metod som kan användas är screening med avseende på lokala anläggningsspecifika förhållanden baserat på identifierat skadeområde. Slutligen specificeras i fas 2 de förutsättningar i form av lastparametrar som ska gälla för respektive kvarvarande, icke bort-screenad händelse.

Som slutresultat av fas 2 erhålls alltså en eventuellt reducerad lista med DBEE-händelser och DEEE-händelser, samt en specificering av lastförutsättningar för dessa kvarvarande händelser.

Efter den screening som genomförts inom fas 2 har eventuellt ett antal av de yttre händelserna som redovisats i fas 1 ovan kunnat sällas bort.

Nästa steg blir då att utifrån respektive kvarvarande händelse karakterisera de laster som kan uppstå. Detta arbete utgör alltså länken mellan själva händelsen och de lastförutsättningar som måste specificeras för utvärdering inom ramen för arbetet i fas 3. Slutprodukterna av fas 2 blir då en matris som beskriver de lastförutsättningar som ska gälla för anläggningen som helhet eller för delar av anläggningen.

Fas 3 innehåller specificering av materialparametrar och genomförande av erforderliga strukturanalyser av system, strukturer och komponenter (SSK). Härvid avses dels deterministiska metoder utifrån fastställda postulerade lastförutsättningar och dels detaljerade, alternativt förenklade, probabilistiska bedömningsmetoder. Metoder baserade på Safety Margin Assessments (SMA) kan också användas.

Så, inom ramen för arbetet i fas 3 ingår följande delaktiviteter:

1. Påvisa med stöd av erkända deterministiska metoder att de dimensionerande lastförutsättningarna och/eller att den inbyggda dimensionerande robustheten täcker in de antaganden om lastparametrar etc., som sattes upp i fas 2. Som alternativ kan metoder baserade på PSA eller anpassad SMA tillämpas.
2. Sammanställa resultaten av genomförda beräkningar, för efterföljande utvärdering mot uppställda acceptanskriterier i fas 4.
3. Redovisa eventuellt genomförda känslighetsstudier.

Baserat på utfallet från de olika tillämpade metoderna för dimensionering och utvärdering som genomförts i fas 3, utvärderas anläggningens robusthet i fas 4 utifrån fastställda acceptanskriterier.

I fas 4 genomförs den slutliga säkerhetsutvärderingen av anläggningen, med utgångspunkt från de lasteffekter som redovisats i fas 3 och de acceptanskriterier som specificerades i fas 4.

De acceptanskriterier som ska användas vid bedömning av om en anläggning har tillräcklig säkerhet mot yttre händelser kan vara antingen i form av riskorienterade prestandamått av typ radiologisk omgivningspåverkan till tredje man eller som kapacitetsvärden för de ingående materialegenskaperna, se Tabell 3.5. En viktig förutsättning härvid är att mindre allvarliga händelser, typiskt DBEE i händelseklass H4, kräver mer stringenta acceptanskriterier än de mer allvarliga, men också mer osannolika, DEEE-händelserna i händelseklass H5.

**Tabell 3.5 – Exempel på acceptanskriterier för en kärnteknisk byggnad.**

Händelse	Säkerhetsfunktion	Antal funktionskedjor	Gränstillstånd för byggnadernas bärförmåga	Antagen kapacitet
DBEE (H4)	Förhindra kriticitet, säkerställa resteffektkylning, innesluta radioaktiva ämnen	Multipla	Huvudsakligen elastisk	Konservativ
DEE-1 (H5)	Förhindra kriticitet, säkerställa resteffektkylning, innesluta radioaktiva ämnen	2	Plastisk	Best estimate (median)
DEE-2 (H5)	Förhindra kriticitet, säkerställa resteffektkylning	1	Plastisk	Best estimate (median)

För DBEE-händelser kan ingå krav på redundanta stråk (funktionskedjor) för att förhindra kriticitet och säkerställa resteffektkylning samt innesluta radioaktiva ämnen. Med begreppet *funktionskedja* avses en uppsättning av system med tillhörande komponenter som kan krediteras för att bringa anläggningen till ett stabilt tillstånd och upprätthålla detta under en specificerad tidsperiod. Dimensioneringen baseras för DBEE-händelser på krav på konservativa antagande i lastförutsättningarna och huvudsakligen elastiska materialegenskaper för SSK i anläggningen.

DEEE-händelser delas in i DEEE-1 och DEEE-2, med avseende på acceptanskriterier för respektive händelsekategori. DEEE-1 representerar händelser som kan förorsaka begränsade plastiska deformationer, emellertid måste samtliga fundamentala säkerhetsfunktioner upprätthållas.

Däremot för de mest extrema händelserna (DEEE-2) i händelseklass H5 behöver man inte kunna visa redundanta funktionskedjor och det är tillfyllest att verifiera endast en funktionskedja med användande av *best estimate värden* på materialegenskaperna. Begränsad degradering av de barriärer som krävs för inneslutning av radioaktiva ämnen kan accepteras under förutsättning att den radioaktiva omgivningspåverkan begränsas till de fastställda acceptanskriterierna för händelseklass H5.

Som framgår av Tabell 3.5 är det viktigt att definiera vilka funktionskrav som krävs för de byggnader som påverkas av yttre händelser. Kraven på byggnaderna sträcker sig från läckagetäthet (typiskt reaktorinneslutningar och bassänger för använt kärnbränsle) till funktioner av typ att uppbära system, komponenter och utrustning och att utgöra barriärer för skydd av viktiga SSK. De lasteffekter som uppstår på byggnadskonstruktionerna utvärderas mot uppställda acceptanskriterier på basis av de krav som definierats.

Resultatet av fas 4 utgörs av en slutlig bedömning av anläggningens förmåga, alternativt sårbarhet, att motstå en yttre händelse.

Acceptanskriterier används vid säkerhetsutvärdering, för bedömning om anläggningen kan anses uppfylla uppställda säkerhetskrav. Acceptanskriterier kan beskrivas med olika mått:

1. Riskorienterade prestandamått av typ härskadefrekvens, total radiologisk dospåverkan på personal och total radiologisk omgivningenspåverkan till allmänheten.
2. Kapacitetsorienterade prestandamått i form av exempelvis konservativa kapacitetsvärden för materialegenskaper enligt given standard (dimensioneringskriterier) för händelseklass H4 eller *best estimate* värden för händelseklass H5.

Dessa acceptanskriterier kan utvecklas ned till nivån för respektive SSK:

- Systemkrav: Det antal funktionskedjor som måste skyddas alternativt påvisas finnas tillgängliga, inklusive kapaciteterna hos de komponenter som ingår i respektive funktionskedja.
- Kapacitetsvärden för respektive SSK: Betrakta såväl lastförutsättningarna som kapaciteterna hos SSK som *best estimate*, eller definiera lastförutsättningarna konservativt och med konservativa definitioner av systemens acceptanskriterier, exempelvis påvisa att en eller två funktionskedjor kan upprätthållas.

Under en DBEE måste de fundamentala säkerhetsfunktionerna (förhindra kriticitet och säkerställa resteffekt kylning samt innesluta radioaktiva ämnen) kunna upprätthållas. Detta visas genom att påvisa ett huvudsakligen elastiskt beteende hos byggnadskonstruktionerna.

En DEEE-1 motsvarar en händelse, för vilken man kan acceptera begränsad skada hos byggnadskonstruktionerna, emellertid måste samtliga fundamentala säkerhetsfunktioner enligt ovan kunna upprätthållas.

DEEE-2 inkluderar händelser för vilka man kan acceptera svåra skador på byggnadskonstruktionerna som medför att den inneslutande funktionen inte kan upprätthållas, dock måste de övriga två säkerhetsfunktionerna fortfarande kunna upprätthållas.

Händelserna tilldelas någon av händelsekategorierna DBEE, DEEE-1 eller DEEE-2 enligt ovan och prestandakraven kan därefter specificeras i form av vilka säkerhetsfunktioner som måste upprätthållas för respektive kategori, enligt vad som anges i Tabell 3.5 ovan.

För de yttre händelserna jordbävning, flygplansstörtning och påflygning har ovanstående inarbetats i dimensioneringsanvisningarna i kapitel 7 och kapitel 8.

#### **3.4.4 Barriärer**

Barriärer utgör fysiskt hinder

- för spridning av radioaktiva ämnen,
- som ger strålskärmning,
- för människors rörelse, och
- för fortplantning av andra fenomen.

Exempel på förhindrande av fortplantning av andra fenomen kan vara skydd av strukturer, system och komponenter från mekanisk påverkan som en följd av inre eller yttre händelser, täthet mot spridning av gas eller vatten och förhindrande av brandspridning.

#### **3.4.5 Byggnaders strålsäkerhetsfunktioner, uppgifter och egenskaper**

I IAEA [30] skiljer man på "functions" (säkerhetsfunktioner) och "design provisions" (dimensioneringsvillkor) med betydelse för strålsäkerheten. Termen "functions" inkluderar såväl primära funktioner som stödfunktioner vilka man förlitar sig på för att säkerställa de primära funktionerna. Anläggningens säkerhet beror också av tillförlitligheten hos olika typer av egenskaper

för vilka man dimensionerat anläggningen vid normalt användande, i IAEA kallade ”design provisions”.

Dimensioneringsvillkor implementeras primärt för att reducera sannolikheten för en olycka att inträffa, medan funktioner implementeras för att begränsa konsekvenserna till acceptabla nivåer baserat på sannolikheten för inträffad händelse.

Såväl ”functions” som ”design provisions” ska enligt IAEA säkerhetsklassas. ”Functions” säkerhetsklassas normalt genom att först säkerhetskategorisera dem med avseende på deras betydelse för säkerheten, medan ”design provisions” normalt direkt kan säkerhetsklassas baserat på en bedömning av konsekvenserna vid utebliven kravuppfyllnad.

Följande urval av dimensioneringsvillkor (”design provisions”) enligt IAEA [30] är av speciellt intresse för byggnadskonstruktioner:

- Passiva egenskaper införda och dimensionerade för att skydda arbetare och allmänhet från skadliga effekter av strålning vid normal användning av anläggningen.
- Passiva egenskaper införda och dimensionerade för att skydda komponenter med betydelse för strålsäkerheten från inre eller yttre händelser.

Exempel i den första kategorin är strålskärning av betong och bärande betongstrukturer. Exempel i den andra kategorin är betongväggar som speciellt införts för att separera komponenter. Här ingår exempelvis brandceller och översvänningsbarriärer, vilkas brist på avskiljande förmåga skulle kunna äventyra de antaganden som gjorts i säkerhetsanalysen.

Vidare anger IAEA att alla SSK som även om de inte bidrar till att säkerställa någon säkerhetskategoriserad funktion, men vars brott skulle kunna ha skadlig inverkan på någon sådan funktion, ska säkerhetsklassas på sådant sätt att oacceptabel inverkan på den kategoriserade funktionen vid ett brott undviks.

För att sammanfatta, bland annat följande säkerhetsfunktioner, uppgifter och egenskaper med betydelse för säkerheten kan identifieras för byggnadskonstruktionen:

- Passiv inneslutning av radioaktivt material,
- strålskärning,
- brandcellsindelning,
- andra barriärfunktioner,
- inrymma och uppbära SSK med betydelse för strålsäkerheten,
- skydda SSK med betydelse för strålsäkerheten, och
- undvika att äventyra SSK med betydelse för strålsäkerheten.

I en anläggnings säkerhetsredovisning specificeras byggnadernas strålsäkerhetsfunktioner, uppgifter och egenskaper. För säkerhetskritiska strukturer kan följande principiella funktioner, uppgifter och egenskaper vara aktuella, jämför ovan:

- Barriär,
- bärförmåga och
- styvhet.

En sammanfattning ges i Tabell 3.6 och i de efterföljande avsnitten 3.4.5.1 – 3.4.5.7 ges mer detaljerade redovisningar.

Vidare ställs krav på säkerhetskritiska strukturers miljötålighet, dessa specificeras i Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter samt i SAR för respektive anläggning, se Tabell 3.6. En närmare beskrivning av kraven på miljötålighet ges i avsnitt 3.4.5.8.

**Tabell 3.6 – Säkerhetskritiska strukturer, sammanfattning av uppgifter och egenskaper.**

Beskrivning	Förkortning	Avsnitt	Gränstillstånd
<b>Säkerhetskritisk funktion / uppgift</b>			
Barriär			
Reaktorinneslutning	cont ( <u>containment</u> )	3.4.5.1	Eget gränstillstånd: ULS <sub>CONT</sub>
Annan passiv eller aktiv inneslutning av radioaktiva ämnen	leak ( <u>leaktightness</u> )	3.4.5.1 3.4.5.2	Eget gränstillstånd: ULS <sub>LEAK</sub>
Strålskärning	rad ( <u>radiation</u> )	3.4.5.6	Krav avseende hållfasthet, gränstillstånd ULS <sub>STR</sub>
Vatten- och gastätthet	leak ( <u>leaktightness</u> )	3.4.5.2	Eget gränstillstånd: ULS <sub>LEAK</sub>
Skydd av strukturer, system och komponenter av betydelse för strålsäkerheten	bar ( <u>barrier</u> )	3.4.5.3	Gränstillstånd ULS <sub>STR</sub>
Förhindrande av brandspridning	fire	3.4.5.5	Krav avseende hållfasthet, gränstillstånd ULS <sub>STR</sub>
Bärförmåga	res ( <u>resistance</u> )	3.4.5.3	Gränstillstånd ULS <sub>STR</sub>
Styvhet			
Begränsning av deformationer och vibrationer	vib ( <u>vibrations</u> )	3.4.5.4	Eget gränstillstånd: ULS <sub>VIB</sub>
<b>Miljötålighet</b>			
Styrning av miljöbetingelser för att förhindra negativ påverkan på anläggningens strålsäkerhetsfunktioner	...	...	Funktion får ej äventyras Temperatur, tryck, luftfuktighet, strålnivåer, etc.
Tålighet vid händelse för uppkomna miljöbetingelser Beständighet för i anläggningen förekommande miljö	env ( <u>environmental</u> )	3.4.5.8	Funktion får ej äventyras Materialsammansättning och detaljutformning; Ytbehandling och ytskikt; Begränsning av sprickvidd Degradering beaktas i respektive gränstillstånd med hänsyn tagen till miljöbetingelsernas påverkan på de ingående materialens mekaniska egenskaper

#### 3.4.5.1 Barriärfunktion – Inneslutning av radioaktiva ämnen

För att uppnå erforderlig skyddsnivå ska i enlighet med Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar vara utrustade med barriärer vars syfte är att innesluta radioaktiva ämnen.

Barriärer ska därför dimensioneras så att tillåtet läckage ej överskrids för händelseklasser upp till och med osannolika händelser (H4). Vidare ska enligt myndighetens föreskrifter reaktorinneslutningen vara konstruerad med beaktande av fenomen och belastningar som kan uppstå vid händelser till och med mycket osannolika händelser (H5), i den utsträckning som behövs för att begränsa utsläpp av radioaktiva ämnen till omgivningen. Krav i det här avseendet kan även ställas på andra typer av barriärer, och för barriärer vid andra typer av anläggningar.

Reaktorinneslutningen utgör en barriär för vilken myndighetens krav på täthet innefattar exempelvis

- täthet över inneslutningens tätplåt inklusive bassängbottenplåt om sådan finns,
- täthet över inneslutningslock (BWR),
- täthet över slussar och andra serviceöppningar genom inneslutningskärlet och
- täthet över foderrör vid rör-, el- och servicegenomföringar i inneslutningskärlet.

För att skydda reaktorinneslutningen mot skador orsakade av stora övertryck vid svåra haverieförlopp i händelseklass H5 ska enligt regeringsbeslut en kontrollerad tryckavlastning av inneslutningen kunna ske. Trycket i inneslutningen ska därmed begränsas till att med tillräcklig marginal underskrida kollapstrycket så att tätheten inte äventyras. På motsvarande sätt ska temperaturen visas vara begränsad.

Utvärdering av reaktorinneslutningens barriärfunktion utförs i ett eget gränstillstånd, ULS<sub>CONT</sub>, se Tabell 3.6. Övriga typer av barriärer för att innesluta radioaktiva ämnen behandlas i avsnitt 3.4.5.2 nedan.

Reaktorinneslutningens barriärfunktion med avseende på skydd av strukturer, system och komponenter inuti inneslutningen mot händelser utanför inneslutningen hanteras enligt avsnitt 3.4.5.3 om det avser bärförmåga och avsnitt 3.4.5.4 om det avser begränsning av deformationer och vibrationer.

#### 3.4.5.2 Täthet

Täthetskrav ska tillse att tillräcklig säkerhet upprätthålls mot läckage av radioaktiva ämnen eller vatten och gas igenom konstruktionsdelar, för vilka sådant läckage ej är acceptabelt.

Krav på täthet med syfte att förhindra läckage av radioaktiva ämnen kan gälla för t.ex. följande delar:

- För vissa anläggningar finns ett yttre skal utanför hela eller delar av reaktorinneslutningen, den s.k. sekundärinneslutningen. För denna ställs enligt myndighetens föreskrifter täthetskrav i händelseklass till och med osannolika händelser (H4) för att begränsa radioaktiva markutsläpp till acceptabla nivåer.
- Täthet över tätplåt i bränslehanterings- och bränsleförvaringsbassänger.
- Täthet över byggnadselement med eller utan tätplåt i utrymmen för förvaring, hantering eller bearbetning av radioaktiva ämnen.
- Täthet över byggnadselement för skydd mot läckage från behållare med radioaktiva ämnen, från tankar i avfallsbyggnader (aktivt avfall), etc.
- Täthet i kulvertar mot läckage från omslutna rörsystem som innehåller vätskeformigt aktivt avfall.

För byggnadsdelar med betydelse för strålsäkerheten som vid en olyckshändelse kan bli trycksatta eller som kan översvämmas kan i följande fall krav ställas på tätheten mot angränsande utrymmen:

- Konstruktionsdelar inne i inneslutningen för vilka tätheten är avgörande för upprätthållande av viktiga säkerhetsfunktioner, exempelvis tätheten mellan primär- och sekundärytrymmen för att upprätthålla PS-funktionen (BWR),
- Där redundant eller diversifierad utrustning med säkerhetsfunktion finns.
- Där angränsande utrymmens bärande struktur ej är dimensionerad för de tryck- och temperaturlaster som kan uppstå om tätheten ej vidmakthålls.

Så kallade blåsvägar och avbördningsvägar kan då behöva anordnas för att kontrollera och begränsa inverkan av gasövertryck respektive vattentryck.

Vidare kan krav på täthet med betydelse för strålsäkerheten ställas i följande fall:

- Säkerställa en viss specificerad miljö i utvalda utrymmen.
- Förhindra spridning av farliga ämnen andra än radioaktiva.
- Möjliggöra upprätthållandet av specificerade över- eller undertryck i utvalda utrymmen, till exempel med hjälp av ventilationsutrustning för att säkerställa en aktiv inneslutning.

För kärnkraftverk ställs enligt Strålsäkerhetsmyndighetens krav på täthet för det centrala kontrollrummet.

Utvärdering av byggnadsdelars täthet med betydelse för strålsäkerheten utförs i ett eget gränstillstånd, ULS<sub>LEAK</sub>, se Tabell 3.6. Krav på täthet gällande för reaktorinneslutningen redovisas i avsnitt 3.4.5.1 ovan.

Täthetskrav för reaktorinneslutningen och övriga byggnadskonstruktioner verifieras genom provning och beräkning. Vid provning preciseras provningsförfarande och acceptabelt läckage i särskilt provningsprogram.

### 3.4.5.3 Bärförmåga

För samtliga byggnadsfunktioner och uppgifter med avseende på strålsäkerhet är det ett grundkrav att byggnadsdelarnas bärförmåga upprätthålls.

De säkerhetsfunktioner som tillgodoräknas efter den inledande händelsen får inte enligt Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter slås ut på grund av följdfel. För byggnaders del kan ett sådant följdfel vara kollapsande byggnadsdelar. Byggnader som inrymmer, uppbär eller skyddar strukturer, system och komponenter av betydelse för strålsäkerheten bör därför upprätthålla sina bärande funktioner.

Vidare får ej delar av strukturer, system och komponenter, som primärt ej behövs vid den inledande händelsen, äventyra (vedervåga) funktionen hos strålsäkerhetsutrustning som krediteras. Därför bör bärförmågan upprätthållas hos byggnadskonstruktioner som vid en kollaps skulle kunna vedervåga strukturer, system, komponenter av betydelse för strålsäkerheten.

Byggnadskonstruktioner kan ha uppgiften att skydda strukturer, system och komponenter med betydelse för strålsäkerheten från såväl inre som yttre händelser. Härvid kan byggnadskonstruktionerna antingen skydda mot direkta lasteffekter eller utgöra en del av den fysiska separationen av redundanta säkerhetssystem och vid indelning av byggnader i stråk eller zoner med hjälp av barriärer. Säkerhetsfilosofin bakom denna uppdelning i stråk/zoner är att kunna hantera brand, blåsväg eller översvämning på ett robust sätt (effekterna begränsas till ett stråk eller en zon).

I enlighet med Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter ska för kärnkraftverk det centrala kontrollrummet och omkringliggande byggnad (kontrollbyggnaden) vara konstruerade på ett sådant sätt att fallande objekt eller skadade byggnadsdelar inte kan äventyra operatörernas säkerhet i kontrollrummet. Vidare anges i föreskrifterna att det även ska finnas en reservövervakningsplats, förbunden med det centrala kontrollrummet genom en skyddad transportväg för operatörerna.

Utvärdering av byggnadsdelars bärförmåga utförs i gränstillståndet  $ULS_{STR}$ , se Tabell 3.6.

#### 3.4.5.4 Begränsning av deformationer och vibrationer

Utöver krav på begränsningar av deformationer och vibrationer vid normal användning i bruksgränstillståndet kan ytterligare krav på begränsning av deformationer och vibrationer ställas i brottgränstillståndet avseende händelser i händelseklass H1 till och med H5.

Som exempel kan nämnas

- att konstruktiva rörelsefogar ej får slutas på grund av de statiska och dynamiska förskjutningar som uppstår hos byggnadsdelar, och
- att strukturer, system och komponenter, vars funktion eller integritet måste upprätthållas under och efter studerad händelse, ej får vedervägas till följd av vibrationer och tillfälliga deformationer i byggnadskonstruktionerna. Som regel överförs emellertid kravet till den installerade komponenten, som verifieras för uppkomna vibrations- och deformationsnivåer.

Utvärdering av byggnadsdelars deformationer och inducerade vibrationer med betydelse för strålsäkerheten utförs i ett eget gränstillstånd,  $ULS_{VIB}$ , se Tabell 3.6.

#### 3.4.5.5 Begränsning av brandspridning

Utöver de krav som ställs på konventionella byggnader vad gäller begränsning av brandspridning primärt med avseende på hälsa och säkerhet för utrymmande personer och räddningspersonal som vistas i skadeområdet ställs strålsäkerhetskrav.

Krav på upprätthållande av strukturers bärande och avskiljande funktion kan därmed ställas för att till exempel skydda personal i kontrollrum och bevakningscentral, säkerställa inneslutningen av radioaktivt material, för att skydda strukturer, system och komponenter av betydelse för strålsäkerheten och säkerställa utrymning och manuell brandbekämpning. För en mer detaljerad genomgång av de allmänna krav som kan ställas, se avsnitt 9.1.

Utvärdering av krav kopplade till byggnadsdelars hållfasthet utförs i gränstillståndet  $ULS_{STR}$ , se Tabell 3.6.

#### 3.4.5.6 Strålskärmning

##### 3.4.5.6.1 Inledning

Med strålskärmning avses avskärmning av joniserande strålning för att säkerställa att strålnivåer för såväl personal som allmänhet reduceras till acceptabla, tillåtna och fastställda nivåer. Fastställande av erforderlig strålskärmning behandlas ej närmare i DNB. Denna typ av utredningar och beräkningar genomförs normalt av specialister inom området.

Emellertid ingår i DNB krav kopplade till hållfasthet, antingen hos den strålskärmande betongkonstruktionen eller den betongstruktur som bär upp strålskärmningen. Hållfasthetskraven utvärderas i gränstillståndet  $ULS_{STR}$ , se Tabell 3.6.

Betongkonstruktioner kan utgöra en del av en anläggnings strålskärmning,

- den bärande strukturen kan utgöra strålskärmning, och
- fast monterade eller flyttbara strålskyddsblock kan utföras av betong.

Strålskyddsblock kan vara permanenta, och då endast flyttas från sin verksamma position under en avställning eller liknande, eller tillfälliga då de nyttjas endast vid speciella tillfällen eller åtgärder.



#### 3.4.5.6.2 Krav på betongkonstruktioner som utgör strålskärning

När betongkonstruktioner utgör strålskärning kan ett antal olika typer av krav förutom bärförmåga, komma att ställas på dem, såsom

- placering, materialsammansättning och tjocklek,
- begränsning av sprickvidder, hålrum och porvolym, och
- geometrisk detaljutformning.

Krav på strålskärning kan påverka placering och utformning av bärverksdelar av betong. Vad gäller utformning kan såväl materialsammansättning som strukturens tjocklek påverkas. Detta innebär att i vissa fall styrs bärverkets placering och/eller tjocklek av strålskärningskrav och ej av bärförmågekrav. Ändrad materialsammansättning syftar normalt till att öka betongens densitet, vilken ger en ökad strålskärning. Med tyngre ballast kan betongens densitet ökas med ca 50%, så kallad tung betong. Fördelen är då att strukturens tjocklek kan reduceras i förhållande till om normal betong hade använts.

För att erhålla rätt strålskärning kan det ställas krav på sprickvidds-, hålrum- och porvolym-begränsning. Såväl böjsprickor som genomgående sprickor kan behöva begränsas.

Eftersom otillåtet höga strålningsnivåer kan leda till allvarlig personskada bör sprickviddskrav utvärderas för relevanta lastkombinationer i brottgränstillståndet<sup>12</sup>. Jämför krav på skydd av innehåll (täthetsfunktion) hos säkerhetskritiska byggnadsdelar i avsnitt 3.5.4.

Vidare kan genomgående sprickor eller glipor med fri siktlinje behöva undvikas. Förutom ovanstående krav på sprickviddsbegränsning bör då detaljutformningen hos konstruktionen tänkas igenom, såsom till exempel

- konstruktionens tjocklek (reducerad tjocklek samt ökande tillåten sprickvidd ökar risken för genomgående sprickor med fri siktlinje),
- utformningen av gjutfogar (behövs till exempel förtagningar för att förhindra en fri siktlinje), och
- anslutningar mot genomföringar, karmar etc. (behövs till exempel flänsar för att förhindra en fri siktlinje).

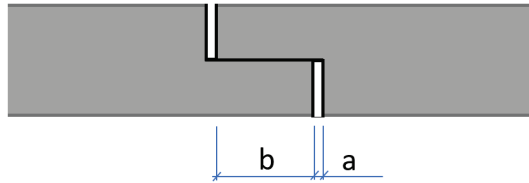
Krav kan ställas på betongkonstruktionens geometri vid anslutningar mellan olika konstruktionselement. Exempel på anslutningar är rörelsefogar mellan olika byggnadsdelar och luckors anslutning mot sina upplag eller mellan luckdelar. Anslutningarna kan behöva utformas med en chikan, se Figur 3.4. Glipan mellan de båda konstruktionselementen (mått a i Figur 3.4) kan behöva begränsas, medan längden hos rörelsefogens chikan eller luckans upplagshylla (mått b i Figur 3.4) kan behöva utformas tillräckligt lång.

Genomföringar igenom en strålskärmande betongkonstruktion kan behöva utformas med en chikan, och ibland kan även ett strålskyddsblock av exempelvis stål eller bly behöva gjas in vid genomföringens böj.

---

<sup>12</sup> Om akut strålskada kan uppkomma bör lastreduktionsfaktorerna väljas enligt vad som anges i kapitel 4 för varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer i brottgränstillståndet. Om långvarig dos erfordras för att strålskada ska kunna uppstå kan det vara acceptabelt att efter en utredning om olika lastnivåers varaktighet reducera lastreduktionsfaktorerna för dessa dimensioneringssituationer. Dimensionerande lasteffekter bör då emellertid ej väljas lägre än för karakteristisk lastkombination i bruksgränstillståndet.

Olyckslastkombinationer bör utredas för varje enskilt fall.



**Figur 3.4 – Exempel på chican vid en anslutning mellan konstruktionselement.**

#### 3.4.5.6.3 Degradering av material

Material kan degraderas när det utsätts för joniserande strålning. Betongen som sådan, men även ingjutningsgods samt gummi och andra material som till exempel används vid tätning av anslutningar, rörelsefogar, genomföringar, luckor och dörrar etc. måste vara dokumenterat beständiga för den aktuella strålningsnivån.

Joniserande strålning kan aktivera vissa material, för stor aktivering kan vara oacceptabelt. Speciellt bör här nämnas rostfritt stål, som är vanligt förekommande för ingjutningsgods och genomföringar samt för kvarstående gjutformar och gjutavstängare. Koboltinnehållet hos rostfritt stål kan, för att begränsa respektive bedöma aktiveringsnivån, behöva begränsas och dokumenteras.

#### 3.4.5.6.4 Kontaminering och dekontaminering

I sammanhanget bör även kort nämnas kontaminering och dekontaminering av utrymmen med radioaktivt inventarie.

Vid såväl luft- som vattenburen aktivitet kan täthetskrav behöva uppställas för att förhindra kontaminering av utrymmen för vilka detta ej är tillåtet (se avsnitt 3.4.5.1 och 3.4.5.2). Krav kan då komma att ställas på detaljutformningen vid anslutningar, öppningar, luckor och dörrer, genomföringar, rörelsefogar etc.

Vidare kan krav ställas på upprätthållande av undertryck i vissa utrymmen och på filtrering och utsläppsnivå av frånluft, samt på uppsamling och hantering av kontaminerat vatten.

Geometri och detaljlösningar kan behöva väljas så att de underlättar åtkomst för dekontaminering.

Ytbeläggningar som underlättar rengöring och förhindrar att aktiverade partiklar tränger in i betongen kan behöva anbringas. Exempel på ytbeläggningar är stålplåt och epoxi. Vid epoxibeläggning eller liknande typer av ytskikt kan begränsning av sprickvidder hos betongkonstruktionen behöva införas:

- Sprickor som uppstår före det att beläggningen anbringas kan behöva begränsas för att säkerställa att beläggningen kan överbrygga sprickan.
- Sprickor som uppstår efter det att beläggningen har anbringats kan behöva begränsas så att beläggningen ej brister (irreversibelt bruksgränstillstånd).

#### 3.4.5.7 Fysiskt skydd

Med fysiskt skydd avses åtgärder som syftar till att skydda ett kärnkraftverk eller annan kärnteknisk anläggning mot obehörigt intrång och sabotage eller annan sådan handling som kan medföra radiologisk olycka.

Byggnadskonstruktioner kan ingå i det fysiska skyddet till exempel för att förhindra obehörigt intrång i anläggningen, dvs. konstruktionerna kan ingå som delar av områdesskyddet, skalskyddet och skydd mot intrång i centrala kontrollrummet. Sådana byggnadskonstruktioner bör ha tillräcklig hållfasthet (motståndskraft) för att motstå försök till obehörigt intrång.

Vidare kan säkerhetskritiska strukturer utgöra skydd för anläggningen mot den påverkan och de lasteffekter som kan uppstå vid sabotage eller annan sådan handling som kan medföra radiologisk olycka. Antagonistiska handlingar i enlighet med den dimensionerande hotbilden beskriven nedan bör, i enlighet med Strålsäkerhetsmyndighetens anvisningar, inte leda till allvarigare konsekvenser än vad fel i eller felaktig funktion hos utrustning, felaktigt handlande, händelser eller naturfenomen förväntas leda till. Detta innebär att lasteffekter orsakade av antagonistiska handlingar kan utvärderas på motsvarande sätt som för händelser tillhörande händelseklass H4. Notera att andra metoder såsom exempelvis *best estimate*-metoder enligt vad som anges i avsnitt 3.4.3 kan vara tillämpliga, får avgöras för varje enskilt fall.

Enligt SSMFS 2011:3 [56] 11 § 2 kap ska utformningen av det fysiska skyddet vara grundat på analyser som utgår från nationell dimensionerande hotbeskrivning och vara dokumenterat i en plan av vilken ska framgå skyddets utformning, organisation, ledning och bemanning. Den dimensionerande hotbeskrivningen framgår av dokument upprättade av SSM. Denna information är vanligtvis sekretessbelagd.

Utvärdering av krav avseende fysiskt skydd kopplade till byggnadskonstruktioners hållfasthet utförs i gränstillståndet  $U_{LSTR}$  och för täthet i  $U_{LLEAK}$ , se Tabell 3.6.

#### 3.4.5.8 Miljötålighet

I SSMFS 2008:17 [68] 17 § anges att en kärnkraftreaktors barriärer samt utrustning som tillhör reaktorns säkerhetssystem ska vara utformade så att de tål de miljöbetingelser som barriärerna och utrustningen kan utsättas för i de situationer då deras funktion tillgodoräknas i reaktorns säkerhetsanalys.

I SSMs råd till ovanstående paragraf anges att kravet på miljötålighet innebär att byggnadsdelar, system, komponenter och anordningar som ingår i säkerhetssystem bör vara miljöqualificerade. Motsvarande anges i SSMs råd till SSMFS 2008:01 [67] för kärntekniska anläggningar.

För att uppfylla myndighetens föreskrifter och råd bör alltså alla byggnadskonstruktioner som påverkar anläggningens strålsäkerhetsfunktioner vara utformade, konstruerade, tillverkade och monterade samt i erforderlig omfattning utprovade för den i anläggningen förekommande miljön, samt förväntad miljö under vilken byggnaden är avsedd att fullgöra sina strålsäkerhetsuppgifter.

Vidare ska byggnadskonstruktionerna vara utformade på sådant sätt att miljöbetingelser ej uppstår som negativt kan påverka anläggningens strålsäkerhetsfunktioner. Temperatur, tryck, luftfuktighet och strålnivå utgör exempel på miljöbetingelser som kan behöva regleras i olika utrymmen.

#### 3.4.6 Acceptans- och dimensioneringskriterier

Såsom beskrivs i avsnitt 3.2.6 finns till respektive händelseklass gällande referensvärden som anger den övre gränsen för radiologiska omgivningskonsekvenser för anläggningen.

Ur referensvärdena härleds sedan först kvalitativa acceptanskriterier för att verifiera barriärernas integritet mot utsläpp av radioaktiva ämnen, därefter identifieras kvantitativa acceptanskriterier vars syfte är att påvisa att de kvalitativa acceptanskriterierna uppfylls. De kvantitativa acceptanskriterierna ska baseras på kartlagda fysikaliska fenomen och stödjas av experimentella data.

Nästa steg är att fastställa acceptanskriterier för strukturer, system och komponenter. För strukturer kan dessa till exempel utgöras av numeriska gränser för beräknade variabler. Slutligen måste för analys och dimensionering av säkerhetskritiska strukturer vanligtvis acceptanskriterier uttryckta såsom gränser för beräknade mekaniska variabler fastläggas. Dessa kan till exempel utgöras av spänning, töjning, förskjutning, vinkeländring, acceleration, osv. Den sistnämnda ty-

pen av acceptanskriterier kan, då de kopplar till ett specifikt gränstillstånd hos den säkerhetskritiska strukturen, även benämnas dimensioneringskriterier. Dimensioneringskriterier är det begrepp som används i eurokoderna.

Acceptans- och dimensioneringskriterierna ska väljas med konservatism så att osäkerheter innehålls. Kriterier för att erhålla tillräcklig tillgänglighet, tillförlitlighet och tålighet, som kan säkerställa tillräcklig robusthet mot olika typer av fel, hämtas normalt ifrån relevanta regler, normer och standarder.

DNB redovisar dimensioneringskriterier vad gäller bärförmåga för alla typer av säkerhetskritiska strukturer, baserat på eurokoderna, och vad gäller täthet för vissa typer av täthetsbarriärer, baserat på dimensioneringsprinciperna i ASME Sect III Div 2 [9] och eurokoderna. Övriga dimensioneringskriterier såsom till exempel begränsning av deformationer och vibrationer samt täthet för andra typer av täthetsbarriärer får uppställas från fall till fall.

Beträffande acceptanskriterier för seismisk klassning se 7.6.4.

En principiell redovisning av exempel på olika typer av dimensioneringskriterier ges i Tabell 3.7.

**Tabell 3.7 – Säkerhetskritiska strukturer, exempel på typ av dimensioneringskriterier.**

Säkerhetskritisk funktion / uppgift	Exempel på typ av dimensioneringskriterier
Barriär	
Reaktorinneslutning	Täthet: Tätplåt – Töjning; Betong - Sprickvidd
Annan inneslutning av radioaktiva ämnen	Täthet: Tätplåt – Töjning; Betong - Sprickvidd
Strålskärning	Materialsammansättning och tjocklek Sprickvidd och undvikande av fri siktlinje
Vatten- och gastäthet	Täthet: Tätplåt – Töjning; Betong - Sprickvidd
Skydd av strukturer, system och komponenter av betydelse för strålsäkerheten	Bärförmåga: Hållfasthet och duktilitet
Förhindrande av brandspridning	Materialsammansättning och tjocklek
Hinder för människors rörelse	Bärförmåga: Hållfasthet
Bärförmåga <sup>1)</sup>	Hållfasthet och duktilitet
Styvhet	Begränsning av deformationer och vibrationer

1) Ett grundkrav för att de andra byggnadsfunktionerna ska kunna säkerställas är bärförmåga

## 3.5 Grunder för dimensionering i gränstillstånd

### 3.5.1 Allmänt

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 3.1.

Tillkommande dimensioneringssituationer finns, se avsnitt 3.5.2.

### 3.5.2 Dimensioneringssituationer

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 3.2.

Eurokoderna använder sig av dimensioneringssituationer. De dimensioneringssituationer som specificeras är

- varaktiga,
- tillfälliga,
- exceptionella och
- seismiska.

Utöver de ovan angivna dimensioneringssituationerna införs i DNB dimensioneringssituationen ”mycket osannolik dimensioneringssituation”, med specialfallet mycket osannolik, seismisk.

För jordbävningsslast hänförs den dimensionerande jordbävningen (DBE = Design Basis Earthquake) till dimensioneringssituationen exceptionell, seismisk. För att säkerställa robustheten utöver DBE kan för vissa byggnader eller byggnadsdelar kontroll behöva göras för en mycket osannolik seismisk dimensioneringssituation (DEE = Design Extension Earthquake).

I Tabell 3.8 anges de dimensioneringssituationer som tillämpas i DNB.

Händelser i händelseklass H1 och H2 hänförs till varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer medan händelser i händelseklass H3 och H4 hänförs till exceptionella dimensioneringssituationer. Slutligen hänförs händelser i händelseklass H5 till dimensioneringssituationen mycket osannolik, se Tabell 3.3.

**Tabell 3.8 – Dimensioneringssituationer som tillämpas i DNB.**

Dimensioneringssituation	Förkortning	Förklaring
Varaktig	per	<u>persistent</u>
Tillfällig	tran	<u>transient</u>
Exceptionell Specialfall: Exceptionell, seismisk	exc exc,s	<u>exceptional</u> <u>exceptional</u> , <u>seismic</u>
Mycket osannolik Specialfall: Mycket osannolik, seismisk	dec dec,s	<u>design extension condition</u> <u>design extension condition</u> , <u>seismic</u>

### 3.5.3 Bruksgränstillstånd

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 3.4.

Enligt eurokoderna berör bruksgränstillståndet

- bärverkets eller bärverksdelarnas funktion vid normal användning,
- människors välbefinnande och
- byggnadsverkets utseende.

Följande tillägg görs i DNB:

- Definitionen av begreppet normal användning i DNB redovisas i bilaga 4.
- Bruksgränstillståndet berör säkerställandet av att reaktorinneslutningens framtida barriärfunktion vid en eventuell olyckshändelse ej äventyras, eller att dess livslängd ej signifikant förkortas, på grund av händelser vid normal användning.

### 3.5.4 Brottgränstillstånd

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 3.3.

Enligt eurokoderna berör brottgränstillståndet

- människors säkerhet och
- bärverkets säkerhet.

Följande tillägg görs i DNB:

- Brottgränstillståndet berör även strukturernas säkerhetskritiska funktioner och uppgifter vid normal drift, förväntade händelser, ej förväntade händelser, osannolika händelser respektive mycket osannolika händelser<sup>13</sup>.

Krav på bärförmåga ska tillse att tillräcklig säkerhet föreligger mot brott i den bärande konstruktionen. Dessa krav, som gäller i samtliga händelseklasser, kan vara formulerade olika vid olika dimensioneringssituationer.

Krav i ULS ska tillse att de bärande konstruktionerna innehar tillräcklig säkerhet mot materialbrott och mot instabilitet. Kraven ska även säkerställa att byggnadsverk och byggnadsdelar har betryggande säkerhet mot stjälpning, lyftning och glidning.

I ULS-exc och ULS-dec kan lokala skador accepteras under förutsättning att skadan begränsas och ej medför fortskridande ras och/eller kollaps för någon annan del av byggnadskonstruktionen. För ULS-exc accepteras emellertid ej lokala skador om dessa kan medföra risk för personskador som är större än vad som är acceptabelt enligt Boverkets regelverk. För kärntekniska anläggningar kan lokala skador, som förvisso ej medför förlust av bärförmågan enligt vad som beskrivs ovan, dessutom ej accepteras om de medför att gällande säkerhetskritiska täthetskrav ej uppfylls. Vidare accepteras lokala skador ej heller om dessa direkt eller indirekt vedervågar strålsäkerhetsfunktioner som krediteras i samband med aktuell händelse.

### 3.5.5 Dimensionering i gränstillstånd

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 3.5.

## 3.6 Grundvariabler

### 3.6.1 Laster och påverkan från miljön

#### 3.6.1.1 Klassificering av laster

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 4.1.1

I eurokoderna klassificeras laster med hänsyn till deras variation i tiden enligt följande:

- Permanenta laster (G)
- Variabla laster (Q)
- Olyckslaster (A)

Laster ska också enligt eurokoderna klassificeras

- med hänsyn till deras ursprung, som direkta eller indirekta,
- med hänsyn till deras variation i rummet, som bundna eller fria och
- med hänsyn till deras natur eller bärverkets reaktion, som statiska eller dynamiska.

---

<sup>13</sup> Det anges i SS-EN 1990 [37] avsnitt 3.3 att ”i vissa fall bör gränstillstånd som berör skydd av innehållet i bärverket klassificeras som brottgränstillstånd”. Detta på grund av att om skyddet av innehållet fallerar kan allvarlig personskada uppkomma. Det ska noteras att formellt införs ett sådant krav enligt eurokoderna genom överenskommelse mellan den behöriga myndigheten och byggherren för det aktuella projektet. Strålsäkerhetsmyndighetens kontakt är emellertid tillståndshavaren för den kärntekniska anläggningen.

#### 3.6.1.2 Karakteristiska värden för laster

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 4.1.2.

Laster gällande för kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar redovisas i kapitel 4.

#### 3.6.1.3 Andra representativa värden för variabla laster

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 4.1.3.

#### 3.6.1.4 Beskrivning av utmattningslaster

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 4.1.4.

#### 3.6.1.5 Beskrivning av dynamiska laster

I tillägg till vad som anges i SS-EN 1990 [37] avsnitt 4.1.5 ges i avsnitt 7.7 anvisningar att följa vid dimensionering med avseende på jordbävning. Avsnitt 7.7 kan i mån av tillämplighet även användas som vägledning för andra globala dynamiska laster.

#### 3.6.1.6 Geotekniska laster

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 4.1.6.

#### 3.6.1.7 Påverkan från miljön

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 4.1.7.

I tillägg till eurokoderna ställs i DNB krav på miljötålighet, se avsnitt 3.4.5.8.

### 3.6.2 Material och produktenskaper

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 4.2.

Detta avsnitt gäller även för mycket osannolika dimensioneringssituationer.

### 3.6.3 Geometriska storheter

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 4.3.

## 3.7 Bärverksanalys och dimensionering genom provning

### 3.7.1 Bärverksanalys

#### 3.7.1.1 Bestämning av bärverksmodell

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 5.1.1.

#### 3.7.1.2 Statiska laster

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 5.1.2.

Vid bestämning av laster och lasteffekter ska hänsyn tas till såväl betongens krypning som den styvhetsreduktion som uppstår på grund av betongens uppsprickning, om dessa effekter har en ogynnsam inverkan. Effekterna kan även tillgodoräknas i de fall de har en gynnsam effekt om detta kan visas vara acceptabelt.

Notera att lastfaktorer respektive lastreduktionsfaktorer för tvångskrafter såsom temperatur, sättning och krympning redovisade i kapitel 4 ej inkluderar ovan angivna effekter.

#### 3.7.1.3 Dynamiska laster

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 5.1.3.

Analysmetoder att tillämpas vid dimensionering med hänsyn till jordbävning redovisas i avsnitt 7.7. Dessa analysmetoder kan även användas som vägledning vid dimensionering med hänsyn till andra globala dynamiska laster.

Som regel bör lasteffekter beräknas utifrån dynamisk teori för de fall lasterna har dynamisk karaktär. Förfarandet med statiska laster som ökas med ett dynamiskt tillskott bör endast användas undantagsvis och då det med säkerhet kan påvisas vara konservativt.

#### 3.7.1.4 Branddimensionering

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 5.1.4.

Vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar kan andra brandscenarier än de som behandlas i eurokoderna förekomma. Se respektive anläggnings SAR.

### 3.7.2 Dimensionering genom provning

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 5.2.

## 3.8 Verifiering med partialkoefficientmetoden

### 3.8.1 Allmänt

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.1.

Laster och lastkombinationer väljs enligt kapitel 4.

DNB tillämpar ej metoden att bestämma dimensioneringsvärden direkt.

### 3.8.2 Begränsningar

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.2.

### 3.8.3 Dimensioneringsvärden

#### 3.8.3.1 Dimensioneringsvärden för laster

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.3.1.

För dimensionering med avseende på jordbävning se kapitel 7.

#### 3.8.3.2 Dimensioneringsvärden för lasteffekter

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.3.2.

#### 3.8.3.3 Dimensioneringsvärden för material- eller produkttegenskaper

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.3.3.

#### 3.8.3.4 Dimensioneringsvärden för geometriska storheter

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.3.4.

#### 3.8.3.5 Dimensioneringsvärden för bärförmåga

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.3.5.

### 3.8.4 Bruksgränstillstånd

#### 3.8.4.1 Verifieringar

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.5.1.



För bruksgränstillståndet används förkortningen SLS (Serviceability Limit State).

#### 3.8.4.2 Brukbarhetskriterier

I tillägg till vad som anges i SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.5.2 gäller de brukbarhetskriterier som anges i SAR och KFB med tillhörande referenser, och i projektspecifika dokument, samt brukbarhetskriterier identifierade i enlighet med avsnitt 3.5.3.

#### 3.8.4.3 Lastkombinationer

SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.5.3 tillämpas såvida annat ej anges i kapitel 4.

I eurokoderna specificeras tre typer av lastkombinationer i bruksgränstillståndet:

- Karakteristisk kombination (förkortning ch (characteristic))
- Frekvent kombination (förkortning freq (frequent))
- Kvasi-permanent kombination (förkortning qp (quasi-permanent))

Normalt tillämpas den karakteristiska kombinationen för irreversibla gränstillstånd medan den frekventa kombinationen tillämpas för reversibla gränstillstånd. För långtidseffekter och för effekter rörande bärverkets utseende tillämpas normalt den kvasi-permanenta kombinationen.

#### 3.8.4.4 Partialkoefficienter för material

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.5.4.

### **3.8.5 Brottgränstillstånd**

#### 3.8.5.1 Allmänt

I SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.4.1 redovisas vilka brottgränstillstånd som generellt ska verifieras. Fallen betecknade GEO, HYD och UPL ingår ej i DNB.

Tillägg i DNB:

Vissa krav på strålsäkerhetsfunktioner klassificeras på grund av sin allvarlighetsgrad som brottgränstillstånd, se avsnitt 3.4.5 och 3.5.4. Några av dessa krav på strålsäkerhetsfunktioner har i sin tur även tilldelats ett eget brottgränstillstånd.

I Tabell 3.9 anges de brottgränstillstånd som beaktas i DNB.

**Tabell 3.9 – Brottgränstillstånd som beaktas i DNB.**

<b>Gränstillstånd</b>	<b>Förkortning</b>	<b>Förklaring</b>
Brottgränstillstånd enligt SS-EN 1990 avsnitt 6.4.1	ULS	<u>U</u> ltimate <u>L</u> imit <u>S</u> tate (brottgränstillstånd generellt)
	ULS <sub>EQU</sub>	<u>E</u> quilibrium (jämvikt)
	ULS <sub>STR</sub>	<u>S</u> trength (bärförmåga)
Brottgränstillstånd avseende krav på strålsäkerhetsfunktioner	ULS <sub>CONT</sub>	<u>C</u> ontainment (inneslutningens barriärfunktion, se avsnitt 3.4.5.1)
	ULS <sub>LEAK</sub>	<u>L</u> eaktightness (barriärfunktion och täthet, se avsnitt 3.4.5.2)
	ULS <sub>VIB</sub>	<u>V</u> ibrations (deformationer och vibrationer, se avsnitt 3.4.5.4)

### 3.8.5.2 Verifiering av statisk jämvikt och bärförmåga

Se SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.4.2.

### 3.8.5.3 Lastkombinationer (exklusive utmattningsberäkningar)

SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.4.3.1, 6.4.3.2, 6.4.3.3 och 6.4.3.4 tillämpas såvida annat ej anges i kapitel 4, 5 och kapitel 7. SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.4.3.3 kan, om annat ej anges i kapitel 4, tillämpas även för mycket osannolika dimensioneringssituationer.

### 3.8.5.4 Partialkoefficienter för laster och lastkombinationer

SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.4.4 tillämpas med de ändringar som anges i EKS 10 [12] avdelning B såvida annat ej anges i kapitel 4.

### 3.8.5.5 Partialkoefficienter för material och produkter

SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.4.5 tillämpas såvida annat ej anges i kapitel 5, 6 eller 7.

## 4. Laster och lastkombinationer

### 4.1 Allmänt

I avsnitt 4.2 beskrivs permanenta och variabla laster samt olyckslaster som har identifierats vara aktuella vid dimensionering av kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. Andra typer av laster ska beaktas i de fall de ej har en försumbar inverkan. Laster gällande för en anläggning redovisas i anläggningens SAR och KFB<sup>14</sup>.

I avsnitt 4.3 redovisas lastkombinationer och lastfaktorer som enligt eurokoderna ska tillämpas vid dimensionering i bruksgränstillstånd och brottgränstillstånd samt tillkommande lastkombinationer specifika för kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. Vilka tillkommande lastkombinationer som ska tillämpas redovisas i anläggningens SAR och KFB. Vad gäller brottgränstillstånd behandlas varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer (förhållanden vid normal användning), exceptionella dimensioneringssituationer samt mycket osannolika dimensioneringssituationer.

### 4.2 Laster

#### 4.2.1 Permanenta laster

Det karakteristiska värdet för en permanent last  $G$  kan bestämmas enligt följande:

- Om variabiliteten hos  $G$  kan antas vara små kan ett enda värde  $G_k$  tillämpas.
- Om variabiliteten inte kan anses vara liten ska två värden tillämpas: ett övre värde  $G_{k,sup}$  och ett undre värde  $G_{k,inf}$ .

Till kategorin permanenta laster hör:

$D$	Egentyngd
$H_{gw}$	Vattentryck vid normalt vattenstånd
$H_{ge}$	Jordtryck och jordlast
$P_p$	Spännkraft
$\varepsilon_{cs}$	Krympning
$\delta_s$	Sättning

I vissa fall kan enligt SS-EN 1991-3 avsnitt 3.2.2 statisk last från drift av maskiner (nyttig last, last av maskiner) kategoriseras som permanent last. Vidare kan delar av en processrelaterad last under vissa förutsättningar betraktas som permanent last. Detta beskrivs närmare under rubriken ”Processrelaterade laster – allmänna egenskaper” i avsnitt 4.2.2.

---

<sup>14</sup> För laster som härrör från mekaniska system för vilka det har upprättats konstruktionsförutsättningar (KFM) kan dessa utgöra vägledning och referens vid upprättande av KFB vad gäller (jämför avsnitt 3.8.1):

- lasternas variation i tiden (permanent, variabel eller olyckslast),
- deras ursprung (direkta eller indirekta), variation i rummet (bundna eller fria) och natur (statiska eller dynamiska),
- deras position, utbredning och storlek, samt
- vilka laster som ska kombineras.

Vidare kan i KFM finnas information om till vilken händelseklass respektive last hör.

## **D Egentyngd**

Egentyngd av byggnadsdelar och i byggnaden fast monterade installationer ska antas vara permanent last och ska beräknas utgående från nominella mått och karakteristiska värden för tung-  
het enligt SS-EN 1991-1-1 [38].

### **$H_{gw}$ Vattentryck vid normalt vattenstånd**

Som permanent last ska räknas vattentrycket vid grundvattnets medelnivå inkluderande eventuell inverkan av kontinuerligt verkande aktiva pump- och dräneringssystem eller havets medelvattenstånd, samt även det hydrostatiska vattentryck i bassänger som motsvarar normalt vattenstånd vid drift.

### **$H_{ge}$ Jordlast och jordtryck**

Jordlast och jordtryck orsakat av jordens egentyngd eller av permanent last på markytan, ska antas vara permanent last och ska bestämmas enligt SS-EN 1997-1 [53].

### **$P_p$ Spännkraft**

Spännkraft till följd av spännarmering antas vara permanent last. Spännkraftens värde beräknas med hänsyn tagen till uppkomna spännförluster vid betraktad tidpunkt enligt SS-EN 1992-1-1 [47].

- Karakteristiskt värde vid en given tidpunkt, övre värde  $P_{pk,sup}(t)$  respektive undre värde  $P_{pk,inf}(t)$ .
- Medelvärde vid en given tidpunkt  $P_m(t)$ .

### **$\epsilon_{cs}$ Krympning**

Förväntad krympning hos betong bestäms enligt SS-EN 1992-1-1 [47] såvida annat ej visas vara riktigare.

### **$\delta_s$ Sättning**

Sättningskillnader bestäms på basis av bedömning av geotekniska förhållanden och belastningshistorik.

## **4.2.2 Variabla laster**

Till kategorin variabla laster hör:

$L$	Nyttig last
$M_n$	Processrelaterade laster vid normal drift och avställning
$M_d$	Processrelaterade laster vid driftstörning
$M_t$	Processrelaterade laster vid provning av anläggningen
$H_{qw}$	Skillnad mellan vattentryck vid tidsvariabelt vattenstånd och vattentrycket vid normalt vattenstånd
$H_{qe}$	Jordtryck orsakad av rörlig ytlast
$S$	Snölast
$W_q$	Vindlast
$\Delta T$	Klimatrelaterad temperaturdifferens och temperaturändringar

## L Nyttig last

Nedan angivna typer av nyttig last ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta. I begreppet nyttig last ingår följande olika lasttyper:

### a) Last av inredning, personer, massgods och styckegods

I SS-EN 1991-1-1 [38] anges lastvärden som kan användas som riktvärden för de fall då sådana inte speciellt anges i gällande lastförutsättningar.

Notera att de lastreduktioner baserade på de areor som bärs upp av den aktuella bärverksdelen respektive last från flera våningsplan som tillåts i SS-EN 1991-1-1 [38] vid lastnedräkning endast kan tillämpas för Boverkets lastkategorier A, B, C och D (bostäder, kontor, lokaler där människor kan samlas och affärslokaler)<sup>15</sup>. För övriga lastkategorier bör det avgöras för varje enskilt fall om någon lastreduktion kan tillämpas eller ej. Om ingen utredning finns som visar annat tillämpas ingen lastreduktion.

### b) Last av lyftanordningar

Laster baseras på SS-EN 1991-3 [44] när så är tillämpligt. Kranar och traverser förorsakar vertikala och horisontella laster. Lasternas storlek bestäms utifrån nominella värden som anges av kranleverantören, såvida inte andra värden kan påvisas vara riktigare. Sådana nominella värden betraktas som karakteristiska lastvärden om ej annat anges.

Aktuell lyftklass HC bestäms enligt SS-EN 1991-3 baserat på krantyp och användning. Enligt avsnitt 3.3.4 bör livslängdsklass 5 tillämpas vid dimensionering om inte annat anges. För att ta hänsyn till denna längre livslängd bör vid bestämning av last av lyftanordningar tillämpas en lyftklass som är en nivå strängare än vad som ges av krantyp och användning<sup>16</sup>. Detta så länge inte redan den strängaste klassen HC4 är vald.

För varje enskilt fall bör utredas om även hänsyn bör tas till stötlast av oförsiktig nedsättning av gods.

### c) Last av maskiner

Laster baseras på SS-EN 1991-3 [44] när så är tillämpligt. Last av lätt flyttbara maskiner betraktas som fri, variabel last. Last från fast installerad maskin med säkert definierad egentyngd anses vara permanent last och ingår under *D* (Egentyngd), enligt ovan. Dynamiska laster kopplade till excentricitet i roterande maskiner samt krafter orsakade av till- och frånslagning eller andra tillfälliga effekter betraktas som variabla laster.

### d) Laster orsakade av uppläggning av demonterade enheter

Då tunga enheter, t.ex. delar av reaktorn eller strålskyddsblock av betong, demonteras och läggs upp på befintliga konstruktioner uppkommer laster som ska beaktas till exempel i de dimensioneringssituationer som gäller vid avställning. Lasternas storlek och läge ska baseras på gällande instruktioner beträffande uppläggningsen.

### e) Tung transporter

Arten av transport och övriga erforderliga uppgifter preciseras i varje särskilt fall. Här avses både transporter inuti byggnaden och trafiklast och rörlig ytlast på anslutande mark. I SS-EN 1991-1-1 [38] anges lastvärden avseende fordon som kan användas som riktvärden för de fall sådana inte anges i gällande lastförutsättningar.

### f) Utbyte av tunga komponenter

---

<sup>15</sup> Enligt Boverket kan kombineras reduktionerna för area respektive antalet våningar för bostäder och kontor, men ej för andra lastkategorier.

<sup>16</sup> I enlighet med ETC-C [14].

Laster som uppstår vid ingrepp i anläggningen vid utbyte av tunga komponenter.

### **Processrelaterade laster – allmänna egenskaper**

I begreppet processrelaterade laster ingår processgenererade laster vid normal drift och avställning  $M_n$ , vid driftstörning  $M_d$  samt vid provning av anläggningen  $M_t$ .

I  $M_d$  ingår såväl laster vid aktuell driftstörning som samtidigt verkande andra processrelaterade laster. I  $M_t$  ingår såväl laster vid aktuell provning som samtidigt verkande andra processrelaterade laster.

Processrelaterade laster kan inte generellt betraktas som tidsvariabla på samma sätt som laster som t.ex. snö och vind, som är slumpmässiga i sin natur och där man kan uppskatta deras variabilitet på basis av historiska data. I vilken utsträckning som processlaster är osäkra beror ju på processen och vilket anläggningstillstånd man betraktar. Detta kan av naturliga skäl inte föreskrivas generellt.

Processrelaterade laster skall generellt definieras i form av specificerade maximivärden som ur säkerhetssynpunkt kan jämföras med karakteristiska lastvärden. Med specificerade maximivärden avses i detta fall ogynnsamma absolutvärden oavsett tecken. Specificerade maximivärden skall bestämmas utifrån vilket anläggningstillstånd som är aktuellt, t.ex. normal drift och avställning, driftstörning, provning eller exceptionell påverkan.

Som vägledning vid bestämning av dessa värden gäller att sannolikheten att maximivärdet överskrids skall vara så liten som tillhörande händelseklass anger, men ej större än att den kan jämföras med t.ex. klimatrelaterade laster enligt Boverkets föreskrifter.

I vissa fall kan det finnas en fysikalisk övre gräns för den aktuella lasten, exempelvis vad gäller vattennivån i en bassäng eller i en behållare med säkerhetsventiler som utlöser vid ett visst konservativt fastställt tryck. Denna övre gräns kan då tolkas som ett karakteristiskt värde.

Om inget av ovanstående alternativ är möjligt att utnyttja och om lasten har stor betydelse för en viss dimensioneringssituation måste ett specificerat maximivärde bestämmas efter en särskild utredning beaktande osäkerheten hos lasten.

Vissa typer av processrelaterade laster eller påverkningar kan ha en permanent karaktär, genom att de under normal drift är relativt konstanta i tiden. Exempel på sådana påverkningar är tryck- eller temperaturdifferenser mellan olika delar i en konstruktion samt vattentryck i bassänger. För vattentryck anges också i avsnitt 4.2.1 ett permanent vattentryck som motsvarar normalt vattenstånd vid drift. Variationer i vattenstånd kring detta värde betraktas däremot som en tidsvariabel processrelaterad last. För vissa dimensioneringssituationer kan det vara motiverat att även andra processrelaterade laster som t.ex. tryck- och temperaturdifferenser beskrivs med en permanent del motsvarande medelvärde vid normal drift kombinerat med en variabel del, där den senare beskriver skillnaden mellan tidsvariabel påverkan och det permanenta värdet.

Om en processrelaterad tidsvariabel last är gynnsam i en lastkombination skall den normalt sättas till noll. Dock kan det finnas scenarier och dimensioneringssituationer där det kan vara motiverat att beakta en gynnsamt verkande processrelaterad last med en storlek skild från noll. I sådant fall skall man använda ett konservativt specificerat minimivärde. En förutsättning är att man kan vara säker på att lasten verkligen är aktiv i den dimensioneringssituation som studeras.

### **Processrelaterade laster vid normal drift och avställning $M_n$ , vid driftstörning $M_d$ samt vid provning av anläggningen $M_t$**

Nedan angivna typer av processrelaterade laster ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta. I begreppet processrelaterad last ingår följande olika lasttyper:

- a) Processrelaterade laster från rör- och processsystem,  $M_{n,R}$ ,  $M_{d,R}$  och  $M_{t,R}$

Processrelaterade laster från rör- och processsystem avser t.ex. reaktionskrafter från rörsystem mot byggnadskonstruktionen vid olika anläggningstillstånd och vid provning. Egentyngd och masskrafter av mediet i rören ingår, däremot inte de fast installerade mekaniska systemdelarna som anses vara permanent last. Vid provning ingår reaktionskrafter från lyftanordningar mot byggnadskonstruktionen i samband med provning.

b) Processrelaterade över- eller undertryck,  $M_{n,P}$ ,  $M_{d,P}$  och  $M_{t,P}$

Här avses differenstryck som orsakas av skillnader i tryck utanför och innanför utrymmen i byggnaden, exempelvis utanför och innanför reaktorinneslutningen eller mellan olika områden inom inneslutningen vid olika anläggningstillstånd och vid provning. Här avses exempelvis de differenstryck som uppstår i samband med provtryckning och regelbundet återkommande täthetsprovningar av reaktorinneslutningen. Provtryckningslasten ska sättas till  $1,15P_{aL}$ <sup>17</sup>.  $P_{aL}$  redovisas i avsnitt 4.2.3.

Med specificerade maximivärden avses i detta fall ogynnsamma absolutvärden oavsett om det handlar om över- eller undertryck. Om gynnsamma värden på denna last används behandlas dessa på analogt sätt men som konservativa minimivärden.

c) Processrelaterade temperaturdifferenser och temperaturändringar,  $M_{n,\Delta T}$ ,  $M_{d,\Delta T}$  och  $M_{t,\Delta T}$

Här avses både temperaturfördelning inom konstruktionens olika delar och förändring i temperatur över tid vid olika anläggningstillstånd och vid provning. Med specificerade maximivärden avses i detta fall ogynnsamma absolutvärden oavsett tecken på temperaturdifferensen. Om gynnsamma värden på denna last används behandlas dessa på analogt sätt men då som konservativa minimivärden.

För konstruktioner som även exponeras för utomhusklimat bestäms maximi- och minimivärden för utomhustemperatur enligt SS-EN 1991-1-5 [42], se lasten  $\Delta T$  – ”Klimatrelaterad temperaturdifferens och temperaturändringar”.

Referenstemperatur för bestämning av temperaturförändringar över tid uppskattas från fall till fall.

d) Processrelaterade skillnader mellan tidsvariabelt vattentryck och vattentryck vid normalt vattenstånd,  $M_{n,HqW}$ ,  $M_{d,HqW}$  och  $M_{t,HqW}$

Tidsvariabelt vattenstånd för byggnader med bassänger bestäms på basis av vattenståndsförändringar som förekommer vid olika anläggningstillstånd och vid provning. Som variabel lastdel av vattentryck räknas skillnaden mellan vattentryck vid tidsvariabelt vattenstånd och permanent vattentryck. Med specificerade maximivärden avses i detta fall ogynnsamma absolutvärden. Om gynnsamma värden på denna last används behandlas dessa på analogt sätt men då som konservativa minimivärden.

Även laster på grund av svallning ingår.

e) Säkerhetsventilblåsning eller annan aktivering av högenergienhet,  $M_{n,SRV}$ ,  $M_{d,SRV}$  och  $M_{t,SRV}$

Denna last avser resulterande laster på byggnadskonstruktioner till följd av säkerhetsventilblåsning eller annan aktivering av högenergienhet vid olika anläggningstillstånd och vid provning.

---

<sup>17</sup> I enlighet med ASME Sect III Div 2 [9]. Provtryckningen genomförs med detta förhöjda värde med det huvudsakliga syftet att påvisa att inneslutningen är korrekt uppförd och att verifiera ett acceptabelt beteende hos de ingående delarna. Förhöjningsfaktorn tar bland annat hänsyn till att provtryckningen genomförs vid rumstemperatur medan vid olyckshändelser en förhöjd temperatur verkar samtidigt som det förhöjda differenstrycket.

### **$H_{qw}$ Skillnad mellan vattentryck vid tidsvariabelt vattenstånd och vattentryck vid normalt vattenstånd**

Denna last avser vattentrycksförhållanden relaterade till externa klimatrelaterade effekter och inte processrelaterade vattentrycksförhållanden såsom vattentryck i tankar och bassänger. Som variabel lastdel av vattentryck räknas skillnaden mellan vattentrycket vid tidsvariabelt vattenstånd och det permanenta vattentrycket. Tidsvariabelt vattenstånd för grundvatten baseras på högsta högvattenyta, HHW, respektive lägsta lågvattenyta, LLW, om ej annat anges. I de fall grundvattenyta regleras kontinuerligt genom aktiva pump- och dräneringssystem, behandlas grundvattentrycksförändringen enligt principerna som gäller vid processrelaterade förhållanden vid normal drift,  $M_n$  eller vid driftstörning  $M_d$ .

### **$H_{qe}$ Jordtryck orsakad av rörlig ytlast**

Rörlig last, exempelvis fordon, på markytan förorsakar ett horisontellt eller nära horisontellt jordtryck. Detta jordtryck betraktas som fri variabel last och kan bestämmas enligt SS-EN 1997-1 [53].

### **$S$ Snölast**

Snölast ska anges som tyngd per horisontal area. Snölasten bestäms enligt SS-EN 1991-1-3 [40] utifrån ett föreskrivet grundvärde för respektive snözon, samt en formfaktor som beror av takytans form och av risk för snöanhopningar.

### **$W_q$ Vindlast**

Vindlast bestäms enligt SS-EN 1991-1-4 [41].

### **$\Delta T$ Klimatrelaterad temperaturdifferens och temperaturändringar**

Denna last avser klimatrelaterade temperaturförändringar i utomhusluft, i vattendrag och i sjö- och havsvatten. Maximi- och minimivärden för utomhustemperatur bestäms enligt SS-EN 1991-1-5 [42]. Referenstemperatur för bestämning av temperaturförändringar över tid uppskattas från fall till fall.

Observera att denna last inte avser processrelaterade temperaturlaster (se  $M_{n,\Delta T}$ ,  $M_{d,\Delta T}$  och  $M_{t,\Delta T}$ ).

## **4.2.3 Olyckslaster - exceptionella**

Olyckslaster är kopplade till händelser av olyckskaraktär och redovisas nedan under respektive händelse:

### **Händelse: Rörbrott**

Nedan beskrivna laster ska beaktas i händelse av rörbrott. För kärnkraftverk avses i första hand rörbrott inne i inneslutningen, men i tillämpliga fall även påverkan till följd av rörbrott utanför inneslutningen. Vid dimensionering och analys ska både lokala och globala effekter beaktas, liksom lasternas tidsberoende verkan och dynamiska effekter.

$P_a$	Transienta över- eller undertryck i samband med rörbrott
$\Delta T_a$	Temperaturdifferenser och temperaturändringar associerade med $P_a$
$P_{aL}$	Specificerade tryck
$\Delta T_{aL}$	Temperaturdifferenser och temperaturändringar associerade med $P_{aL}$
$R$	Direkta laster orsakade av rörbrott
$F$	Poolodynamisk last
$H_{if}$	Last till följd av exceptionella inre vattentryck vid rörbrott



**Händelse: Övriga differenstryck**

$P_g$  Differenstryck ej ingående i händelsen rörbrott

**Händelse: Säkerhetsventilblåsning**

$F_{SRVe}$  Pooldynamisk last till följd av extrem säkerhetsventilblåsning

**Händelse: Exceptionellt inre vattentryck**

$H_{if}$  Last till följd av exceptionellt inre vattentryck

**Händelse: Exceptionell yttre översvämning**

$H_{ef}$  Last till följd av exceptionell yttre översvämning

**Händelse: Transportmissöde**

$Y$  Last till följd av transportmissöde

**Händelse: Jordbävning**

$E_{DBE}$  Last orsakad av dimensionerande jordbävning (DBE)

**Händelse: Explosioner**

$X_e$  Last till följd av explosioner

**Händelse: Missiler**

$X_m$  Missilgenererade laster

**Händelse: Flygplansstörtning**

$X_{APC}$  Laster relaterade till flygplansstörtning

**Händelse: Krigspåverkan och antagonistiska hot**

$X_{DBT}$  Krigspåverkan och laster relaterade till antagonistiska hot

**Händelse: Annan exceptionell påverkan**

$X$  Last till följd av annan exceptionell påverkan

**Händelse: Extrem klimatpåverkan**

$W_a$  Last till följd av extrem klimatpåverkan

**Händelse: Brand**

$B$  Brandpåverkan

Olyckslasterna ingående i de ovan identifierade händelserna beskrivs närmare nedan.

**$P_a$  Transienta över- eller undertryck i samband med rörbrott**

$P_a$  representerar transienta differenstryck som uppstår till följd av skillnader i tryck utanför och inom reaktorinneslutningen, mellan olika områden inom inneslutningen samt mellan olika utrymmen i övriga delar av anläggningen i händelse av rörbrott.

**$\Delta T_a$  Temperaturdifferenser och temperaturförändringar associerade med  $P_a$**

Här avses både temperaturdifferenser inom konstruktionens olika delar och förändring i temperatur över tid, vilka uppstår samtidigt som trycket  $P_a$ . Vidare ingår de röstödsreaktionskrafter som uppstår på grund av temperaturändring hos rörsystemen. För konstruktioner som även exponeras för utomhusklimat bestäms maximi- och minimivärden för utomhusklimatet enligt SS-EN 1991-1-5 [42]. Referenstemperatur för bestämning av temperaturförändringar över tid uppskattas från fall till fall.

**$P_{aL}$  Specificerade tryck**

$P_{aL}$  är de för ett kärnkraftverk specificerade värdena på differenstrycket  $P_a$ , benämnda specificerade tryck. Denna last används normalt för global kontroll av reaktorinneslutningen. För befintliga anläggningar anges det specificerade trycket i SAR.

Vid nykonstruktion bestäms det specificerade trycket genom att från inneslutningsanalyser välja det olycksscenario som ger upphov till det största differenstrycket. Vid bestämning av  $P_{aL}$  ska en säkerhetsmarginal adderas till det beräknade största differenstrycket. Säkerhetsmarginalen bör minst utgöra 10 % av det tillhörande absoluttrycket, som adderas till det beräknade största differenstrycket<sup>18</sup>. Detta för att kompensera för osäkerheter associerade med beräkningsmetoder och analysfall.

### **$\Delta T_{aL}$ Temperaturdifferenser och temperaturförändringar associerade med $P_{aL}$**

$\Delta T_{aL}$  betecknar temperaturer som uppstår i konstruktionen i samband med att trycket  $P_a$  uppnår värdet  $P_{aL}$ . I övrigt se beskrivning av  $\Delta T_a$ .

### **$R$ Direkta laster orsakade av rörbrott**

Direkta laster i samband med rörbrott förutsätts vara specificerade i form av representativa olyckslastvärden. Nedan angivna typer av laster ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta.

a) Jetstrålkraft vid rörbrott,  $R_{ij}$

Reaktionskrafter orsakade av utströmmande ånga eller vatten vid rörbrott.

b) Missillast till följd av rörbrott,  $R_{mm}$

Krafter orsakade av missiler genererade vid rörbrott.

c) Rörstödsreaktionskrafter till följd av rörbrott,  $R_{rr}$

Rörstödsreaktionskrafter orsakade av rörbrott.

### **$F$ Pooldynamisk last**

Laster orsakade av pooldynamiska effekter till följd av rörbrott ska beaktas vid dimensionering (gäller endast BWR-anläggningar). Nedan angivna typer av laster ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta.

a) Strömningskrafter och slagkrafter vid nivåhävning,  $F_{ps}$

Laster orsakade av pooldynamiska effekter under inledningskedet av blåsning till kondensationsbassängen i samband med ett rörbrott.

b) Laster till följd av kondensationsoscillationer,  $F_{CO}$

Laster orsakade av pooldynamiska effekter under mellanskedet av blåsning till kondensationsbassängen i samband med ett rörbrott.

c) Laster till följd av chugging,  $F_{CH}$

Laster orsakade av pooldynamiska effekter under slutskedet av blåsning till kondensationsbassängen i samband med ett rörbrott.

d) Säkerhetsventilblåsning i samband med rörbrott,  $F_{SRVa}$

Laster orsakade av pooldynamiska effekter vid säkerhetsventilblåsning till kondensationsbassängen eller annan tryckavlastning av högenergienhet i samband med rörbrott.

### **$P_g$ Differenstryck ej ingående i händelsen rörbrott**

Reaktorinneslutningar och övriga byggnadskonstruktioner dimensioneras för de över- eller undertryck som kan uppstå till följd av andra olyckshändelser än rörbrott.

---

<sup>18</sup> I enlighet med YVL B.6 [63]

### **$F_{SRVc}$ Pooldynamisk last till följd av extrem säkerhetsventilblåsning**

Laster orsakade av pooldynamiska effekter vid extrem säkerhetsventilblåsning till kondensationsbassängen i inneslutningen eller annan extrem tryckavlastning av högenergienhet.

### **$H_{if}$ Last till följd av exceptionellt inre vattentryck**

Reaktorinneslutningar och övriga byggnadskonstruktioner ska dimensioneras för exceptionellt vattentryck som uppkommer till följd av brott på rörledningar respektive till följd av haveri eller fel på processystem, såsom exempelvis större läckage från rörledningar, tankar eller bassänger, pump-stopp (svallning) samt stigande vattennivåer i tankar eller bassänger.

### **$H_{ef}$ Last till följd av exceptionell yttre översvämning**

Reaktorinneslutningar och övriga byggnadskonstruktioner ska dimensioneras för laster som uppkommer till följd av exceptionell yttre översvämning inkluderande effekter av högt vattenstånd och havsvattenvågor.

Vidare ska yttre översvämning på grund av att aktiva pump- och dräneringssystem felfungerar beaktas.

### **$Y$ Last till följd av transportmissöde**

Vid dimensionering ska laster som uppstår till följd av olika typer av transportmissöde beaktas. Härvid avses exempelvis laster relaterade till lyftanordningar och lyft såsom ej förväntade inbromsnings-, buffert- och skevgångskrafter, stöt från svängande last i travers eller annan lyftanordning, eller från fallande tunga föremål. Vidare avses laster till följd av påkörning med fordon.

### **$E_{DBE}$ Last orsakad av dimensionerande jordbävning (DBE)**

Reaktorinneslutningen och övriga byggnadskonstruktioner för vilka krav ställs på beaktande av laster som orsakas av jordbävning ska dimensioneras för jordbävning – DBE enligt avsnitt 7.4.1.

### **$X_e$ Last till följd av explosioner**

Här avses olika typer av explosioner, såväl inom (vätgasexplosion etc.) som utanför anläggningen (annan verksamhet, transportolycka, brusten pipeline etc.).

Följande påverkan på byggnadskonstruktionerna kan behöva beaktas:

- a) Stötvåg (i luft, mark eller vatten)
- b) Värmestrålning
- c) Missiler
- d) Inverkan av kortvarigt eldskott
- e) Lasteffekt av brand med längre varaktighet

Ovan angivna typer av lastpåverkan ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta.

### **$X_m$ Missilgenererade laster**

Missiler kan genereras antingen av roterande komponenter (lösgjorda delar) eller av rännande högenergisystem.

Missiler kan även uppstå som en effekt av rörbrott, explosioner, flygplansstörtning respektive tromb, missilerna tillhör då dessa händelser. Fallande objekt hanteras inom händelsen transportmissöde.

### **$X_{APC}$ Laster relaterade till flygplansstörtning**

Ett antal olika typer av lastpåverkan relaterade till flygplansstörtning kan uppstå i enlighet med vad som anges i IAEA Safety Guide NS-G-1.5 [24]:

- a) Direktträff av flygplanskropp<sup>19</sup>
- b) Missillast orsakad av lossbrutna motorer, landningsställ eller liknande
- c) Stötvåg (i luft, mark eller vatten)
- d) Värmestrålning
- e) Missiler genererade av stötvågen
- f) Inverkan av kortvarigt eldklot
- g) Lasteffekt av brand med längre varaktighet

Lastpåverkan c) – g) kan uppstå som en följd av frigjort flygbränsle.

Ovan angivna typer av lastpåverkan ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta.

### **$X_{DBT}$ Krigspåverkan och laster relaterade till antagonistiska handlingar**

Reaktorinneslutningar och övriga byggnadskonstruktioner ska dimensioneras för den lastpåverkan som uppkommer på grund av krigspåverkan eller som följd av antagonistiska handlingar i den omfattning som specificeras av Strålsäkerhetsmyndigheten. Notera att denna information vanligtvis är sekretessbelagd.

### **X Last till följd av annan exceptionell påverkan**

Byggnadskonstruktionen ska dimensioneras för laster till följd av annan exceptionell påverkan orsakad av inre händelser eller yttre påverkan enligt SAR.

Exempel på annan exceptionell påverkan är:

- a) Förhöjda temperaturtillstånd  
Här avses laster som ej orsakas av rörbrott. Rörbrott behandlas separat, se ovan.
- b) Olyckslast från felfungerande maskiner
- c) Kortslutning i ställverk
- d) Jordskred

### **$W_a$ Extrem klimatpåverkan**

Byggnadskonstruktionen ska dimensioneras för laster till följd av extrema vindlaster utomhus-temperaturer och nederbörd enligt SAR. I extrema vindlaster inkluderas tromb och därav genererade missiler. Nederbörd inkluderar effekter av regn, snö, hagel och isbeläggning.

För snölaster bör dimensioneringssituationer och lastbilder för exceptionella förhållanden enligt bilaga A i SS-EN 1991-1-3 tillämpas. Notera att de exceptionella lastfallen inte alltid är dimensionerande, utan att även snölast  $S$  måste kontrolleras.

### **B Brandpåverkan**

Här avses olika typer av bränder med ursprung inom eller utanför anläggningen. För vissa händelser såsom exempelvis explosion och flygplansstörtning ingår värmestrålning och brand som

---

<sup>19</sup> Vanligtvis specificeras denna last såsom en last-tidshistoria.

en del av lastpåverkan på byggnadskonstruktionerna. I sådana fall hänförs brandpåverkan till dessa händelser.

Vid brand ska såväl erforderlig bärförmåga som begränsning av brandspridning påvisas i erforderlig omfattning. Brand ger upphov till temperaturrelaterade lasteffekter och en reduktion av byggnadskonstruktionens bärförmåga.

I SS-EN 1991-1-2 [39] ges riktlinjer och lastvärden som kan användas då sådana inte speciellt anges i gällande lastförutsättningar för anläggningen. Projekt- och rumsspecifika utredningar måste ibland tillgripas.

Mindre, mer frekventa, bränder kan behöva beaktas men sådana bränder behandlas ej i DNB.

#### 4.2.4 Olyckslaster – mycket osannolika händelser

Mycket osannolika händelser som ska postuleras för befintliga anläggningar respektive vid uppförandet av nya anläggningar fastställs av ansvarig myndighet eller postuleras av tillståndshavaren, och framgår av SAR för respektive anläggning. Se även avsnitt 1.1.

Olyckslaster – mycket osannolika händelser är kopplade till händelser av olyckskaraktär och redovisas nedan under respektive händelse:

##### **Händelse: Svåra haverier**

$Z_{SA}$  Lasteffekter relaterade till svåra haverier

##### **Händelse: Mycket osannolik jordbävning**

$E_{DEE}$  Last orsakad av mycket osannolik jordbävning

##### **Händelse: Mycket osannolik yttre översvämning**

$Z_{Hef}$  Last orsakad av mycket osannolik yttre översvämning

##### **Händelse: Påflygning med postulerat flygplan**

$Z_{APC}$  Lasteffekter relaterade till påflygning med postulerat flygplan

##### **Händelse: Annan mycket osannolik påverkan**

$Z$  Last till följd av annan mycket osannolik påverkan

Olyckslasterna ingående i de ovan identifierade händelserna beskrivs närmare nedan.

##### **$Z_{SA}$ Lasteffekter relaterade till svåra haverier**

Analysen ska enligt Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter genomföras för att beräkna möjliga tryck- och temperaturtillstånd i inneslutningen relaterade till svåra haverier.

Laster relaterade till svåra haverier förutsätts vara specificerade i form av representativa olyckslastvärden. Nedan angivna typer av laster ska antas verka samtidigt när aktuell dimensioneringssituation motiverar detta.

a) Över- och undertryck till följd av svåra haverier,  $Z_{SA,P}$

För befintliga anläggningar finns i SAR fastställt vilket maximalt differenstryck  $Z_{SA,P}$  som inneslutningens täthet ska påvisas vara uppfylld för. Specificerad inre övertrycksnivå varierar från block till block, men ligger vanligtvis någonstans mellan 1,5–2,0 gånger  $P_{aL}$ .  $P_{aL}$  redovisas i avsnitt 4.2.3.

Påvisande av inneslutningens täthet vid nykonstruktion ska baseras på det största framräknade differenstrycket. Vid bestämning av  $Z_{SA,P}$  ska en marginal adderas till det beräknade största differenstrycket<sup>10,20</sup>. Detta för att kompensera för dels osäkerheter associerade med beräkningsmetoder vid bestämning av trycknivåer inuti inneslutningen för svåra haverier, dels för möjligheten att endast ett urval av analysfall studeras. Marginalen ska däremot ej ta hänsyn till osäkerheter

---

<sup>20</sup> I enlighet med YVL B.6 [63].

relaterade till inneslutningens kapacitet. Storleken på marginalen fastställs från fall till fall beroende på anläggningstyp med hänsyn tagen till ovanstående osäkerheter. Om något annat inte speciellt motiveras bör det inre dimensionerande differensövertrycket emellertid ej sättas lägre än

- 2,5 gånger  $P_{aL}$  vid kontroll av bärförmåga,
- 2,0 gånger  $P_{aL}$  vid kontroll av täthet,

oavsett framräknad trycknivå<sup>21</sup>.

b) Temperaturdifferenser och temperaturändringar till följd av svåra haverier,  $Z_{SA,\Delta T}$

c) Exceptionellt inre vattentryck till följd av svåra haverier,  $Z_{SA,Hif}$

Här avses även hydrostatiska tryck till följd av kontrollerad vattenfyllning av inneslutningen.

### **$E_{DEE}$ Last orsakad av mycket osannolik jordbävning**

Byggnader och byggnadsdelar som utgör, inrymmer, skyddar eller uppbär speciellt viktiga säkerhetsfunktioner ska i den omfattning som anges av ansvarig myndighet kontrolleras för mycket osannolik jordbävning – DEE enligt avsnitt 7.4.2 i syfte att säkerställa robusthet utöver den dimensionerande jordbävningen  $E_{DBE}$ .

### **$Z_{Hef}$ Last orsakad av mycket osannolik yttre översvämning**

Denna last inbegriper laster som uppkommer till följd av mycket osannolik yttre översvämning inkluderande effekter av högt vattenstånd och havsvattenvågor.

### **$Z_{APC}$ Laster relaterade till påflygning med postulerat flygplan**

Ansvarig myndighet specificerar dimensionerande lastförutsättningar. Notera att denna information vanligtvis är sekretessbelagd.

Ett antal olika typer av lastpåverkan relaterade till påflygning kan uppstå, jämför beskrivningen för lasten  $X_{APC}$ .

### **$Z$ Last till följd av annan mycket osannolik påverkan**

Laster till följd av annan postulerad mycket osannolik påverkan ska beaktas i den omfattning som postuleras.

## **4.3 Lastkombinationer**

### **4.3.1 Allmänt**

Lastkombinationer i bruksgränstillståndet (SLS) kan enligt SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.5.3 vara av tre olika typer: Karakteristisk, frekvent eller kvasi-permanent. Se avsnitt 3.8.4.3.

I brottgränstillståndet anges lastkombinationer för respektive dimensioneringssituation, se SS-EN 1990 [37] avsnitt 6.4.3. Vidare anges för varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer i SS-EN 1990 [37] bilaga A1, med nationella ändringar i EKS 10 [12], en uppsättning av dimensioneringsvärden för laster beroende på vilket brottgränstillstånd som studeras. I föreliggande rapport tillämpas härvid metod 2 enligt SS-EN 1990 [37] bilaga A1 avsnitt A1.3.1. Detta innebär att uppsättning A och uppsättning B nyttjas. Aktuella dimensioneringssituationer redovisas i avsnitt 3.8.5.1.

---

<sup>21</sup> Dessa minimikrav tillförsäkrar att en tillräcklig robusthet hos inneslutningens barriärfunktion uppnås. Notera att Strålsäkerhetsmyndigheten kan ange **andra** krav.

I Tabell 4.1 har sammanställts de principiella lastkombinationer som enligt eurokoderna ska beaktas (exklusive utmattningsberäkningar). Laster som inte kan uppkomma samtidigt beroende på fysiska eller funktionella orsaker bör inte beaktas samtidigt i lastkombinationer.

**Tabell 4.1 – Principiell sammanställning över vilka lastkombinationer som ska beaktas (exklusive utmattningsberäkningar).**

Gränstillstånd	Dim.situation/ LK typ	Lastkombinationer (LK)
SLS	ch	Karakteristisk (ekv. 6.14 i SS-EN 1990)
	freq	Frekvent (ekv. 6.15 i SS-EN 1990)
	qp	Kvasi-permanent (ekv. 6.16 i SS-EN 1990)
ULS <sub>EQU</sub>	per tran	Uppsättning A (tabell B-2 i EKS)
	exc exc,s	Tabell A1.3 i SS-EN 1990, ändring enligt EKS
	dec dec,s	
Övriga ULS (förutom ULS <sub>FAT</sub> )	per tran	Uppsättning B (tabell B-3 i EKS)
	exc exc,s	Tabell A1.3 i SS-EN 1990, ändring enligt EKS
	dec dec,s	

Värden på lastreduktionsfaktorerna  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  och  $\psi_2$  ges för vissa nyttiga laster, samt för snölast, vindlast och klimatrelaterad temperaturdifferens i SS-EN 1990 [37], Bilaga A1, med nationella val i EKS 10 [12] (se Tabell 4.2). För övriga variabla laster sätts  $\psi_0 = 1$  om inte annat kan visas vara riktigare.

Värden på  $\psi_1$  och  $\psi_2$  för den senare typen av variabla laster  $Q$  bedöms från fall till fall vid behov. Därvid gäller att

- frekvent lastvärde  $\psi_1 Q_k$  är den last som överskrids 1 % av tiden, och att
- kvasi-permanent lastvärde  $\psi_2 Q_k$  är den last som överskrids 50 % av tiden alternativt lastens tidsmedelvärde.

För olyckshändelser bör ovanstående lastvärden endast betraktas som minimikrav. Hänsyn vid valet av lastvärden bör också tas till vilka initiella anläggningstillstånd som måste ansättas för olika typer av olyckshändelser. Detta kan medföra att lastvärden som har lägre sannolikhet för inträffande än vad som anges ovan kan behöva beaktas.

Ovanstående principer tillsammans med de ändringar och tillägg som införts i kapitel 3 ligger till grund för de lastkombineringsstabeller som redovisas i följande avsnitt.

Respektive lastkombination kan innehålla flera alternativa uppsättningar avseende storlek och läge av de ingående lasterna.

**Tabell 4.2 – Lastreduktionsfaktorer för vissa laster ingående i eurokoderna.**

Referens	Last		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
SS-EN 1990, Bilaga A1, med nationella val i EKS	Nyttig last i byggnader:	$L$			
	Kat. A: Rum och utrymmen i bostäder		0,7	0,5	0,3
	Kat. B: Kontorslokaler		0,7	0,5	0,3
	Kat. C: Samlingslokaler		0,7	0,7	0,6
	Kat. D: Affärslokaler		0,7	0,7	0,6
	Kat. E: Lagerutrymmen		1,0	0,9	0,8
	Kat. F: Utrymmen med fordonstrafik < 30 kN		0,7	0,7	0,6
	Kat. G Utrymmen med fordonstrafik >30 kN		0,7	0,5	0,3
	Kat. H: Yttertak		0	0	0
	Snölast > 3 kN/m <sup>2</sup>	$S$	0,8	0,6	0,2
	Snölast 2-3 kN/m <sup>2</sup>	$S$	0,7	0,4	0,2
	Snölast 1-2 kN/m <sup>2</sup>	$S$	0,6	0,3	0,1
	Vindlast	$W_q$	0,3	0,2	0
	Temperaturlast i byggnad	-	0,6	0,5	0

### 4.3.2 Lastkombinationer i bruksgränstillståndet

Lastkombinationer som enligt eurokoderna ska tillämpas i bruksgränstillståndet redovisas i Tabell 4.3. Siffervärden och uttryck i tabellen anger den lastfaktor som respektive karakteristiska last ska multipliceras med i aktuell lastkombination.

Angivna lastkombinationer tillämpas för såväl reaktorinneslutning som övriga byggnadskonstruktioner där så är tillämpligt.



**Tabell 4.3 – Lastkombinationer i bruksgränstillståndet.**

Last		Lastkombination				
	gäller vid	normal drift eller av-ställning, irreversibelt gränstillstånd	normal drift eller av-ställning, reversibelt gränstillstånd	normal drift eller av-ställning, långtidseffekter	driftstörning	provning
Nummer		1	2	3	4	5
<b>Permanenta laster</b>						
Egentyngd <sup>1)</sup>						
	-ogynnsam $D_{k,sup}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	-gynnsam $D_{k,inf}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Vattentryck $H_{gw}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Jordtryck $H_{ge}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Spännkraft						
	-ogynnsam $P_{pk,sup}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	-gynnsam $P_{pk,inf}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Krympning $\varepsilon_{cs}$ <sup>2)</sup>		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Sättning $\delta_s$ <sup>2)</sup>		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
<b>Variabla laster<sup>5)</sup></b>						
Nyttig last $L$		$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_2$ <sup>4)</sup>	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>
Snö $S$		$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_2$ <sup>4)</sup>	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>
Vind $W_q$		$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_2$ <sup>4)</sup>	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>
Klimatrel. temp. $\Delta T$		$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_2$ <sup>4)</sup>	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>
Vattenståndsvär. $H_{qw}$		$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_2$ <sup>4)</sup>	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>
Jordtryck $H_{qe}$		$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_2$ <sup>4)</sup>	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>
Processlast $M_n$ <sup>6)</sup>		$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	$1,0\psi_2$ <sup>4)</sup>	$1,0\psi_2$		
Driftstörning $M_d$ <sup>6)</sup>					$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>	
Provning $M_t$ <sup>6)</sup>						$1,0\psi_0$ <sup>3)</sup>
<b>Händelseklass</b>		H1, H2	H1, H2	H1	H2	H2
<b>Lastkomb.typ</b>		Karakteristisk	Frekvent	Kvasi-permanent	Karakteristisk/ Frekvent	Karakteristisk/ Frekvent

<sup>1)</sup> Beträffande övre och undre värden se avsnitt 4.2.1.

<sup>2)</sup> Om lasten är gynnsam ska den sättas till 0.

<sup>3)</sup> Om någon av dessa laster är huvudlast gäller 1,0 i stället för  $1,0\psi_0$  för denna last.

<sup>4)</sup> Om någon av dessa laster är huvudlast ska  $\psi_2$  ersättas med  $\psi_1$  för denna last.

<sup>5)</sup> Variabla laster som är gynnsamma ska sättas till 0

<sup>6)</sup> Om flera olika processlaster är korrelerade så att de kan förväntas verka samtidigt ska de vid lastkombinering anses utgöra en och samma last. För okorrelerade processlaster ska endast en av dem utgöra huvudlast.

### 4.3.3 Lastkombinationer i brottgränstillståndet – varaktiga & tillfälliga dimensioneringssituationer

Differentierade säkerhetsnivåer i brottgränstillståndet beskrivs med faktorn  $\gamma_d$  med värden enligt Tabell 4.4, som beror på säkerhetsklass, se avsnitt 3.2.7. För konstruktioner vid kärnkraftverk gäller normalt säkerhetsklass B3. Detsamma gäller normalt även för säkerhetskritiska byggnader vid andra kärntekniska anläggningar.

Tabell 4.4 – Säkerhetsklasser vid dimensionering i brottgränstillståndet.

Säkerhetsklass	Konsekvenser	$\gamma_d$
B3	Stor risk för allvarliga skador	1,0
B2	Någon risk för allvarliga skador	0,91
B1	Liten risk för allvarliga skador	0,83

Lastkombinationer som enligt eurokoderna ska tillämpas i brottgränstillståndet redovisas i Tabell 4.5. Siffervärden och uttryck i tabellen anger den lastfaktor som respektive karakteristiska last ska multipliceras med i aktuell lastkombination.

Angivna lastkombinationer tillämpas för såväl reaktorinneslutning som övriga byggnadskonstruktioner där så är tillämpligt.

**Tabell 4.5 – Lastkombinationer i brottgränstillståndet – varaktiga & tillfälliga.**

Last		Lastkombination			
	gäller vid	normal drift eller avställning (permanent last dominerande)	normal drift eller avställning	driftstörning	provning
Nummer		6	7	8	9
<b>Permanenta laster<sup>6)7)</sup></b>					
Egentyngd <sup>1)</sup>					
-ogynnsam $D_{k,sup}$		$\gamma_d \cdot 1,35$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$
-gynnsam $D_{k,inf}$		1,0	1,0	1,0	1,0
Vattentryck $H_{gw}$					
-ogynnsam		$\gamma_d \cdot 1,35$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$
-gynnsam		1,0	1,0	1,0	1,0
Jordtryck $H_{ge}$					
-ogynnsam		$\gamma_d \cdot 1,35$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$
-gynnsam		1,0	1,0	1,0	1,0
Spännkraft $P_{pm}$					
-ogynnsam		$\gamma_d \cdot \gamma_{p,unfav}^5)$	$\gamma_d \cdot \gamma_{p,unfav}^5)$	$\gamma_d \cdot \gamma_{p,unfav}^5)$	$\gamma_d \cdot \gamma_{p,unfav}^5)$
-gynnsam		1,0	1,0	1,0	1,0
Krympning $\epsilon_{cs}^2)$		$\gamma_d \cdot 1,35$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$
Sättning $\delta^2)$		$\gamma_d \cdot 1,35$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$	$\gamma_d \cdot 1,2$
<b>Variabla laster<sup>4)</sup></b>					
Nyttig last $L$		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)10)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)10)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$
Snö $S$		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$
Vind $W_q$		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$
Klimatrel. temp. $\Delta T$		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$
Vattenståndsvar. $H_{qw}$					
-ogynnsam		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$
Jordtrycksvariation $H_{qe}$					
-ogynnsam		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$
Processlast $M_n^8)$					
-ogynnsam		$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$		
Driftstörning $M_d^8)$					
-ogynnsam				$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)}$	
Provning $M_i^8)$					
-ogynnsam					$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{3)9)10)}$
<b>Händelseklass</b>		H1, H2	H1, H2	H2	H2
<b>Dim.situation</b>		per	per	tran	tran

<sup>1)</sup> Beträffande övre och undre värden se avsnitt 4.2.1.

<sup>2)</sup> Om lasten är gynnsam ska den sättas till 0.

<sup>3)</sup> Om en av dessa laster är huvudlast ska  $\psi_0$  ersättas med 1,0 för denna last.

<sup>4)</sup> Variabla laster som är gynnsamma ska sättas till 0.

<sup>5)</sup>  $\gamma_{p,unfav}$  sätts till 1,2 för kontroll av lokala effekter och till 1,3 vid risk för instabilitet vid utvärdig förspänning, se vidare SS-EN 1992-1-1 avsnitt 2.4.2.2. För övriga fall sätts  $\gamma_{p,unfav}$  till 1,0.

<sup>6)</sup> Vid EQU-kontroll sätts den ogynnsamma faktorn till  $\gamma_d \cdot 1,1$ .

<sup>7)</sup> Vid EQU-kontroll sätts den gynnsamma faktorn till 0,9.

8) Angiven lastfaktor kan tillämpas för specificerade maximivärden för lasterna, se avsnitt 4.2.2. Om flera olika processlaster är korrelerade så att de kan förväntas verka samtidigt ska de vid lastkombinering anses utgöra en och samma last. För okorrelerade processlaster ska endast en av dem utgöra huvudlast.

9) För differenstryck vid provtryckning enligt ASME Sect III Div 2 [9] CC 6000 eller motsvarande provtryckningsprogram kan lastfaktorn reduceras från 1,5 till 1,35. Detta på grund av att lastens storlek är väldefinierad och att såväl lastens storlek som strukturens respons kontrolleras i samband med provtryckningen.

10) Vid last från kran på kranbana kan enligt SS-EN 1991-3 bilaga A lastfaktorn reduceras från 1,5 till 1,35.

#### **4.3.4 Lastkombinationer i brottsgränstillståndet – exceptionella dimensioneringssituationer**

Lastkombinationer för exceptionella dimensioneringssituationer (i brottsgränstillståndet), såsom de ska tillämpas i enlighet med eurokoderna, redovisas i Tabell 4.6. Siffervärden och uttryck i tabellen anger den lastfaktor som karakteristiska eller nominella laster ska multipliceras med i respektive lastkombination.

Var och en av kombinationerna 10-25 är kopplad till en händelse av olyckskaraktär. Två eller flera sådana händelser anses inte kunna uppträda samtidigt, under förutsättning att kombinationen av multipla oberoende händelser av olyckskaraktär ger ett riskbidrag som är försumbart. DNB behandlar ej fall med en kombination av multipla oberoende händelser av olyckskaraktär.

För de exceptionella lasterna  $P_a$ ,  $\Delta T_a$ ,  $R$ ,  $F$  och  $H_{if}$  i lastkombination 12 medtas i varje dimensioneringsfall de laster som kan verka samtidigt vid en förutsatt händelse. Därvid ska tidsförloppen för ingående lastdelar beaktas. Lastkombinering av de olika lasternas samtidiga verkan kan exempelvis beaktas enligt de principer som anges för motsvarande lastfall i konstruktionsföreskrifter för mekaniska system (KFM) monterade i anläggningen.

Angivna lastkombinationer tillämpas för såväl reaktorinneslutning som övriga byggnadskonstruktioner där så är tillämpligt.

**Tabell 4.6 – Lastkombinationer i brottgränstillståndet – exceptionella.**

Last		Lastkombination							
	gäller vid	havari till följd av rörbrott <sup>1)</sup>	havari+stora vattenståndsvariationer	rörbrott	differenstryck ej laterat till rörbrott	säkerhetsventilbläsning	exceptionellt inre vattentryck	exceptionellt yttre översvämning	transportmissöde
Nummer		10	11	12	13	14	15	16	17
<b>Permanenta laster</b>									
Egentyngd <sup>2)</sup>									
-ogynnsam $D_{k,sup}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
-gynnsam $D_{k,inf}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Vattentryck $H_{gw}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Jordtryck $H_{ge}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Spännkraft $P_{pm}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$
Krympning $\varepsilon_{cs}^{3)}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Sättning $\delta_s^{3)}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
<b>Variabla laster<sup>4)</sup></b>									
Nyttig last $L$		$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Snö $S$		$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Vind $W_q$		$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Klimatrel. temp. $\Delta T$		$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Vattenståndsvar. $H_{qw}$		$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Jordtryck $H_{qe}$		$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Processlast $M_n^{7)}$					$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Driftstörning $M_d^{7)}$				$1,0 \psi_2^{5)8)}$					
<b>Olyckslaster</b>									
$P_a$				1,0					
$\Delta T_a$				1,0					
$P_{aL}$		1,5	1,0						
$\Delta T_{aL}$		1,0	1,0						
$R$				1,0					
$F$				1,0					
$H_{if}$			1,0	1,0			1,0		
$P_g$					1,0				
$F_{SRVe}$						1,0			
$H_{ef}$								1,0	
$Y$									1,0
$E_{DBE}$									
$X_e$									
$X_m$									
$X_{APC}$									
$X_{DBT}$									
$X$									
$W_a$									
$B$									
<b>Händelseklass</b>		H4	H4	H3, H4	H3, H4	H3, H4	H3, H4	H3, H4	H3, H4
<b>Dim. situation</b>		exc	exc	exc	exc	exc	exc	exc	exc

Last		Lastkombination							
	gäller vid	dimensionerande jordbävning (DBE)	explosioner	missiler	flygplansstörtning	krigspåverkan och laster relaterade till antagonistiska hot	annan exceptionell påverkan	extrem klimatpåverkan	brand
Nummer		18	19	20	21	22	23	24	25
<b>Permanenta laster</b>									
Egentyngd <sup>2)</sup>									
-ogynnsam $D_{k,sup}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
-gynnsam $D_{k,inf}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Vattentryck $H_{gw}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Jordtryck $H_{ge}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Spännkraft $P_{pm}$		$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$	$\gamma_{p,unfav}^{6)}$
Krympning $\varepsilon_{cs}^{3)}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Sättning $\delta_s^{3)}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
<b>Variabla laster<sup>4)</sup></b>									
Nyttig last $L$		$1,0 \psi_2^{9)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Snö $S$		$1,0 \psi_2$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Vind $W_q$		$1,0 \psi_2$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Klimatrel. temp. $\Delta T$		$1,0 \psi_2$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Vattenståndsvär. $H_{qw}$		$1,0 \psi_2$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Jordtryck $H_{qe}$		$1,0 \psi_2$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Processlast $M_n^{7)}$			$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$	$1,0 \psi_2^{5)}$
Driftstörning $M_d^{7)}$		$1,0 \psi_2^{8)}$							
<b>Olyckslaster</b>									
$P_a$									
$\Delta T_a$									
$P_{aL}$									
$\Delta T_{aL}$									
$R$									
$F$									
$H_{if}$									
$P_g$									
$F_{SRVe}$									
$H_{ef}$									
$Y$									
$E_{DBE}$		1,0							
$X_e$			1,0						
$X_m$				1,0					
$X_{APC}$					1,0				
$X_{DBT}$						1,0			
$X$							1,0		
$W_a$								1,0	
$B$									1,0
<b>Händelseklass</b>		H3, H4	H3, H4	H3, H4	H3, H4	...	H3, H4	H3, H4	H3, H4
<b>Dim.situation</b>		exc,s	exc	exc	exc	exc	exc	exc	exc

- 1) Denna lastkombination används för primär verifiering av inneslutningens barriärfunktion vid tänkt haveri.
- 2) Beträffande övre och undre värden se avsnitt 4.2.1.
- 3) Om lasten är gynnsam ska den sättas till 0.
- 4) Variabla laster som är gynnsamma ska sättas till 0.
- 5) För den dominerande av dessa laster ska  $\psi_2$  ersättas med  $\psi_1$ .
- 6)  $\gamma_{p,unfav}$  sätts till 1,2 för kontroll av lokala effekter och till 1,3 vid risk för instabilitet vid utvärdig förspänning, se vidare SS-EN 1992-1-1 avsnitt 2.4.2.2. För övriga fall sätts  $\gamma_{p,unfav}$  till 1,0.
- 7) Om flera olika processlaster är korrelerade så att de kan förväntas verka samtidigt ska de vid lastkombinering anses utgöra en och samma last. För okorrelerade processlaster ska endast en av dem utgöra dominerande last.
- 8) För BWR-anläggningar ska för lasten  $M_{d,SRV}$   $1,0\psi_2$  ersättas med 1,0.
- 9) För lyftanordningar som ska motstå en jordbävningshändelse ska  $1,0\psi_2$  ersättas med 1,0 vad gäller last av lyftanordningar.

### 4.3.5 Lastkombinationer i brottgränstillståndet – mycket osannolika dimensioneringssituationer

Lastkombinationer som vid tillämpning av principerna i eurokoderna för olyckslaster ska tillämpas för postulerade mycket osannolika dimensioneringssituationer (i brottgränstillståndet) redovisas i Tabell 4.7. Siffervärden och uttryck i tabellen anger lastfaktor som karakteristiska eller nominella laster ska multipliceras med i respektive lastkombination.

Var och en av kombinationerna 26-30 är kopplad till en händelse av olyckskaraktär. Två eller flera sådana händelser anses inte kunna uppträda samtidigt. Hänsyn kan emellertid behöva tas till att påverkan på anläggningen (nedsatt funktion) av en H5-händelse har en sådan varaktighet att en ytterligare olyckshändelse skulle kunna ske innan alla nödvändiga åtgärder vidtagits. DNB behandlar ej ett sådant fall.

Angivna lastkombinationer tillämpas för såväl reaktorinneslutning som övriga byggnadskonstruktioner där så är tillämpligt.

**Tabell 4.7 – Lastkombinationer i brottgränstillståndet – mycket osannolika.**

Last	Lastkombinationer					
	gäller vid	svåra haverier	mycket osannolik jordbävning (DEE)	mycket osannolik översvämning	påflygning med stort kommersiellt passagerarflygplan	annan mycket osannolik händelse
Nummer		26	27	28	29	30
<b>Permanent laster</b>						
Egentyngd <sup>1)</sup>						
-ogynnsam $D_{k,sup}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
-gynnsam $D_{k,inf}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Vattentryck $H_{gw}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Jordtryck $H_{ge}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Spännkraft $P_{pm}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Krympning $\epsilon_{cs}^{2) 4)}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Sättning $\delta_s^{2) 4)}$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
<b>Variabla laster<sup>3)</sup></b>						
Nyttig last $L$		1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$
Snö $S$		1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$
Vind $W_q$		1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$
Klimatrel. temp. $\Delta T^{4)}$		1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$
Vattenståndsvar. $H_{qw}$		1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$
Jordtryck $H_{qe}$		1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$
Processlast $M_n$		1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$	1,0 $\psi_2$
<b>Olyckslaster</b>						
$Z_{SA}$		1,0				
$E_{DEE}$			1,0			
$Z_{Hef}$				1,0		
$Z_{APC}$					1,0	
$Z$						1,0
<b>Händelseklass</b>		H5	H5	H5	H5	H5
<b>Dim.situation</b>		dec	dec,s	dec	dec	dec

<sup>1)</sup> Beträffande övre och undre värden se avsnitt 4.2.1.

<sup>2)</sup> Om lasten är gynnsam ska den sättas till 0.

<sup>3)</sup> Variabla laster som är gynnsamma ska sättas till 0.

<sup>4)</sup> Inverkan av krympning, sättning och klimatrelaterade temperaturdifferenser behöver för mycket osannolika dimensioneringssituationer endast beaktas om den är av väsentlig betydelse, t.ex. för konstruktioners täthet eller i stabilitetsfall där andra ordningens effekter är betydande. I övriga fall behöver den inte beaktas, förutsatt att bärverksdelarnas duktilitet och rotationsförmåga är tillräckliga.



## 5. Dimensionering av reaktorinneslutningen

### 5.1 Allmänt

Detta kapitel avser dimensionering och analys av reaktorinneslutningens inneslutningskärl bestående av i första hand en bottenplatta, en cylindervägg, samt en takplatta och/eller kupol. Vidare ingår de konstruktionsdelar som utgör tryckbarriär mellan primär- och sekundärutrymmena i BWR-anläggningar för upprätthållande av PS-funktionen, under förutsättning att delarna utgörs av en bärande betongkonstruktion med eller utan en icke kraftupptagande tätplåt. Dimensioneringsanvisningarna avser reaktorinneslutningar av armerad betong med eller utan efterspänd spännarmering, samt med en invändig tätplåt av stål.

Reaktorinneslutningens täthet behandlas i detta kapitel för de delar av inneslutningens tätplåt som stöds av den bärande betongkonstruktionen, se exempel i Figur 2.1. Stålkonstruktioner som utgör tätbarriär men som ej stöds av betong behandlas ej i DNB.

Dimensionering av reaktorinneslutningen följer upplägget med gränstillstånd och dimensioneringssituationer i enlighet med eurokoderna. Därmed erhålls ett konsistent system med laster, lastfaktorer och lastkombinationer i enlighet med eurokoderna för såväl reaktorinneslutningen som övriga byggnadskonstruktioner.

Reaktorinneslutningen ska visas uppfylla de krav som ställs på konventionella byggnader i enlighet med eurokoderna för såväl bruksgränstillståndet som brottgränstillståndet. I bruksgränstillståndet införs dessutom tilläggskrav för att tillförsäkra att inneslutningens framtida barriärfunktion vid en olyckshändelse ej äventyras, eller att dess livslängd inte förkortas, på grund av laster vid normal användning såsom till exempel den initiella provtryckningen samt de återkommande täthetsprovningarna. Dessa tilläggskrav baseras på ASME Sect III Div 2 [9].

För lastkombinationer i brottgränstillståndet åberopas kompletterande krav avseende inneslutningens bärförmåga. För varaktiga, tillfälliga och exceptionella dimensioneringssituationer baseras dessa på ASME Sect III Div 2 [9] medan krav baserade på eurokoderna används för mycket osannolika dimensioneringssituationer. Detta beroende på att ASME Sect III Div 2 [9] ej behandlar mycket osannolika dimensioneringssituationer.

Ovanstående dimensioneringsregler för inneslutningens betongkonstruktion innebär i många fall att kontroller för lasteffekter eller annan påverkan, måste genomföras för såväl eurokoderna som ASME Sect III Div 2 [9]. Härvid är avgörande det regelverk som föreskriver den mest konservativa konstruktionslösningen.

Täthetskrav för inneslutningen följer för samtliga gränstillstånd de anvisningar som ges i ASME Sect III Div 2 [9]. Eurokoderna har inga tillämpliga anvisningar för detta krav. För mycket osannolika dimensioneringssituationer har kompletterande acceptanskriterier införts.

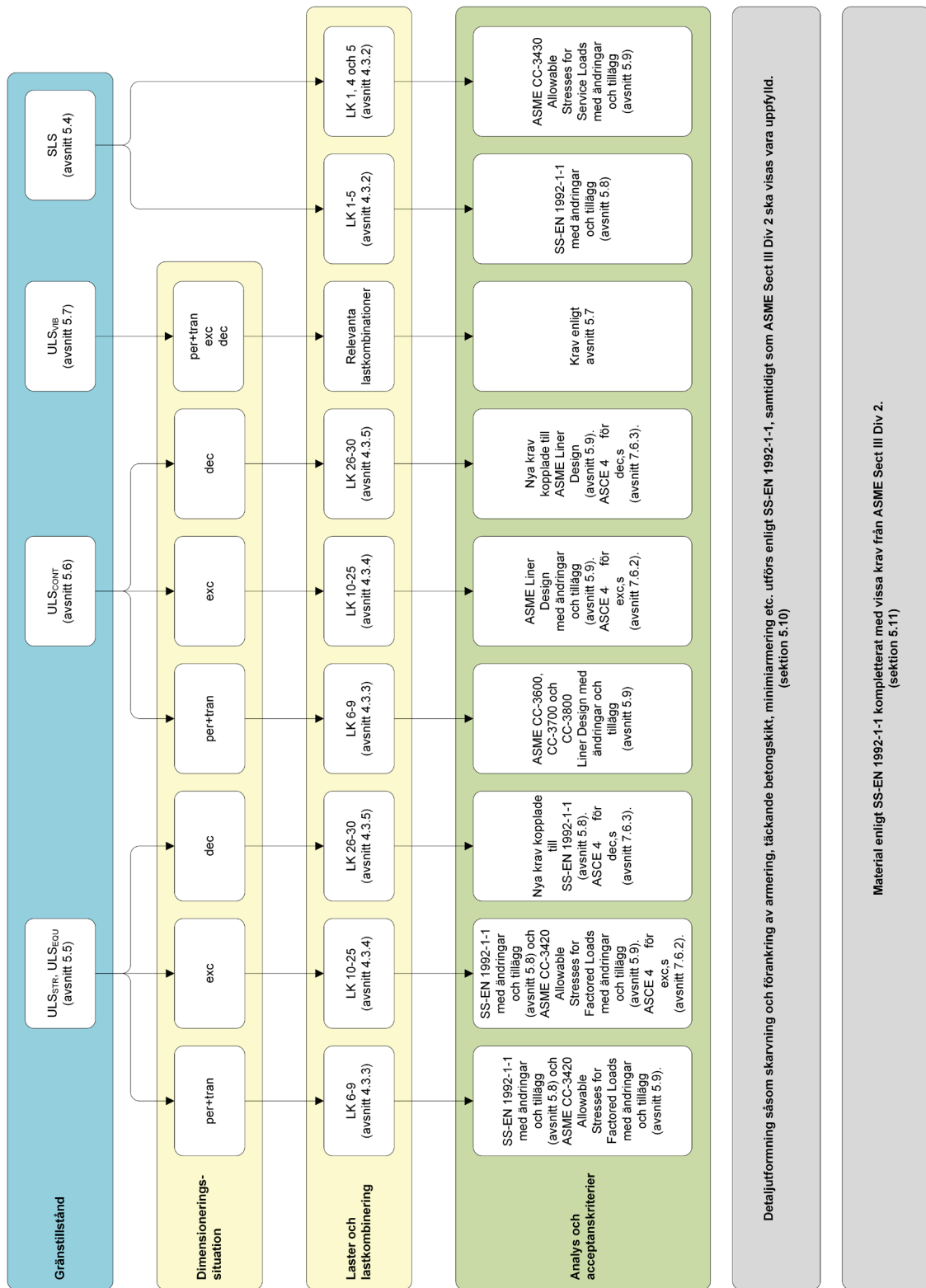
Detaljutformningen följer anvisningarna i eurokoderna. Vidare ska tillses att krav enligt ASME Sect III Div 2 [9] uppfylls. Material väljs enligt eurokoderna med vissa tilläggskrav enligt ASME Sect III Div 2 [9].

Ändringar och tillägg har införts för såväl eurokoderna som ASME Sect III Div 2 [9].

Allmänna regler enligt SS-EN 1990 [37] med de ändringar och tillägg som beskrivs i kapitel 3 ska uppfyllas, för att anvisningarna i detta kapitel ska kunna tillämpas. Vidare ska laster, lastkombinationer och lastfaktorer angivna i kapitel 4 tillämpas vid dimensionering och analys.

De i följande avsnitt redovisade dimensioneringsanvisningarna kompletteras med separata kapitel för dimensionering med avseende på jordbävning (kapitel 7), stöt- och impulslast (kapitel 8) samt brand (kapitel 9).

En schematisk sammanfattning av dimensioneringsanvisningarna ges i Figur 5.1.



Figur 5.1 – Sammanfattning av dimensioneringsanvisningar för reaktorinneslutningen

## 5.2 Jämförelse av kravbild

De dimensioneringsanvisningar som redovisas i DNB uppfyller de strukturella kraven i ASME Sect III Div 2 [9] förutom för vissa undantag. Dessa undantag redovisas i Tabell 5.1.

**Tabell 5.1 – Identifierade avsteg där de strukturella kraven i ASME Sect III Div 2 ej uppfylls.**

Nr	Beskrivning
1	Följande lastkombinationer i ASME Sect III Div 2 tabell CC-3230-1 beaktas ej: <ul style="list-style-type: none"><li>- Alla lastkombinationer innehållande <math>E_o</math> (Operating Basis Earthquake)</li><li>- Lastkombination Abnormal med <math>1,25R_a</math> (rörstödsreaktionskrafter orsakade av termisk olyckslast)</li><li>- Lastkombination Abnormal med samtidigt verkande <math>1,25G</math> (säkerhetsventilblåsning) och <math>1,25 P_a</math> (DBA-övertryck)</li><li>- Lastkombination Abnormal/Severe environmental med samtidigt verkande <math>1,25W</math> (dimensionerande vindlast) och <math>1,25 P_a</math> (DBA-övertryck)</li><li>- Lastkombination Abnormal/Extreme environmental med samtidigt verkande DBA-övertryck och SSE-jordbävning</li><li>- På grund av att lastreduktionsfaktorer enligt eurokoderna för vissa laster bestäms från fall till fall kan för dessa nyttiga laster (<math>L</math>, live loads, i ASME Sect III Div 2) den sammanlagda lastfaktorn bli mindre än 1,3 som anges i ASME Sect III Div 2.</li></ul>
2	Material för betong, armering och spännarmering samt armerings- och spännarmeringsdetaljer väljs i första hand enligt eurokoderna, med vissa tilläggskrav enligt ASME Sect III Div 2. Detta kan medföra att avsteg görs från strukturella krav i ASME Sect III Div 2 såsom exempelvis duktilitetskrav.
3	Spännkraftsförluster beräknas enligt anvisningar i eurokoderna. De beräknade förlusterna kan skilja sig från vad som fås vid beräkning enligt i ASME Sect III Div 2.

Om man vill påvisa en fullständig överensstämmelse med article CC-3000 Design i ASME Sect III Div 2 [9] måste således ytterligare krav utöver de som redovisas i DNB införas.

Traditionellt har följande tre övergripande dimensioneringskrav ställts på spännarmerade reaktorinneslutningskärl i Sverige, se DRB:2001 [36]:

1.  $1,0P_{al}$ : Det ska visas att inga resulterande normaldragpåkänningar över tvärsnitten uppstår. Endast lokala böjdragpåkänningar kan accepteras. Vidare accepteras endast lokal uppsprickning av betonginneslutningen vid sektionsövergångar och runt genomföringar. Sprickorna ska härvid vara små och ytliga.
2.  $1,5P_{al}$ : Det ska visas att spänningarna i tätplåten ej uppnår sträckgränsen. Vidare ska konstruktionen uppvisa ett elastiskt beteende vilket innebär att spänningar i spännstål och slakarmering ska befinna sig i det elastiska området.
3.  $2,0P_{al}$ : Det ska visas att okontrollerbart läckage ej uppstår (gällde endast för vissa av de befintliga inneslutningarna).

De dimensioneringsanvisningar som ges i DNB innebär vissa avsteg från de traditionella kraven. Uppenbarligen är det ej möjligt att uppfylla kravet under punkt 1 ovan (inga resulterande normaldragpåkänningar) för inneslutningar utan spännarmering. Vidare är det ej möjligt att uppfylla kravet i punkt 2 på att spänningsnivåerna i tätplåten ska underskrida sträckgränsen för följande fall: För tätplåt som är i direkt kontakt med inneslutningens atmosfär medför den transienta temperaturhöjningen vid olyckslast normalt att tryckspänningarna i tätplåten blir så stor att plasticering uppstår på grund av tvång.

### **5.3 Generella dimensioneringsanvisningar**

Huvudprincipen för dimensionering av inneslutningskärllets armerade betongkonstruktion är enligt ASME Sect III Div 2 [9] ett elastisk beteende ("basically elastic") för lastkombinationer i bruksgränstillståndet, och att dragarmeringen ej uppnår generell plasticering för primära laster i lastkombinationer tillhörande brottgränstillståndet. De krav som anges i följande avsnitt säkerställer att ovanstående huvudprincip innehålls. Vid mycket osannolika händelser, förutom vid seismisk belastning (se kapitel 7), accepteras emellertid plasticering av armeringen under förutsättning att gällande täthetskrav kan visas vara uppfyllda.

I avsnitt 5.4 – 5.7 åberopas delar av SS-EN 1992-1-1 [47] respektive ASME Sect III Div 2 [9] som krav i såväl bruks- som brottgränstillståndet.

I de fall SS-EN 1992-1-1 [47] åberopas som krav ska den följas med de ändringar och tillägg som anges i avsnitt 5.8.

I de fall avsnitt av ASME Sect III Div 2 [9] åberopas som krav ska såväl de åberopade avsnitten som de avsnitt i ASME Sect III Div 2 [9] som anges i avsnitt 5.9 följas med de ändringar och tillägg som anges.

### **5.4 Krav i bruksgränstillståndet**

För lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.2 (SLS-ch, SLS-freq och SLS-qp) ska krav i bruksgränstillståndet enligt SS-EN 1992-1-1 [47] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.8 visas vara uppfyllda. Vidare ska för samma lastkombinationer subsubarticle CC-3430 Allowable Stresses for Service Loads i ASME Sect III Div 2 [9] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.9 visas vara uppfyllda. Slutligen ska de brukbarhetskriterier som uppställts enligt avsnitt 3.5.3 och 3.8.4 visas vara uppfyllda.

### **5.5 Krav i brottgränstillståndet, bärförmåga och stabilitet**

#### **5.5.1 Varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer**

För bärförmågekontroll avseende varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer ( $ULS_{STR-per}$ ,  $ULS_{STR-tran}$ ,  $ULS_{EQU-per}$  och  $ULS_{EQU-tran}$ ) med lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.3 ska såväl SS-EN 1992-1-1 [47], med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.8, som subsubarticle CC-3420 Allowable Stresses for Factored Loads i ASME Sect III Div 2 [9], med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.9, visas vara uppfyllda.

#### **5.5.2 Exceptionella dimensioneringssituationer**

För bärförmågekontroll avseende exceptionella dimensioneringssituationer ( $ULS_{STR-exc}$  och  $ULS_{EQU-exc}$ ) med lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.4 ska SS-EN 1992-1-1 [47] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.8 såväl som subsubarticle CC-3430 Allowable Stresses for Factored Loads i ASME Sect III Div 2 [9] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.9 visas vara uppfyllda. För seismiska dimensioneringssituationer ( $ULS_{STR-exc,s}$  och  $ULS_{EQU-exc,s}$ ) tillkommer krav enligt kapitel 7.

Dessutom bör det visas att tillräckliga marginaler finns för att undvika så kallade tröskeeffekter som skulle kunna leda till oacceptabla konsekvenser för anläggningen som helhet. Analysmetoder motsvarande de för mycket osannolika händelser kan då tillämpas.

### 5.5.3 Mycket osannolika dimensioneringssituationer

För bärförmågekontroll avseende mycket osannolika dimensioneringssituationer ( $ULS_{STR-dec}$  och  $ULS_{EQU-dec}$ ) med relevanta lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.5 är det tillfyllest om SS-EN 1992-1-1 [47] avseende olyckslast, med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.8, visas vara uppfyllda. Andra tillvägagångssätt såsom exempelvis *best estimate*-metoder enligt vad som anges i avsnitt 3.4.3 kan vara tillämpliga under förutsättning att det fortfarande kan visas att tröskeeffekter undviks för konstruktionsstyrande händelser. För seismiska dimensioneringssituationer ( $ULS_{STR-dec,s}$  och  $ULS_{EQU-dec,s}$ ) tillkommer krav enligt kapitel 7.

I tillägg till ovan ska, enligt USNRC Reg. Guide 1.136 [77] och 1.216 [79], en olinjär finit elementanalys genomföras för att bestämma den yttersta gränslastkapaciteten för inneslutningen. Härvid ska effekten av den förhöjda temperatur som kan förväntas uppkomma vid svåra haverier beaktas för de fall effekten ej kan påvisas vara försumbar. Notera att de töjningskriterier som anges i USNRC Reg. Guide 1.136 [77] och 1.216 [79] avser helt ostört område ("free field"). Om mer detaljerade analysmodeller och utvärderingsmetoder tillämpas kan andra kriterier för brott uppställas. Vidare kan även andra brottmoder behöva beaktas. De acceptanskriterier som uppställs ska vara förenliga med den analysmodell och de utvärderingsmetoder som används, och med de resultat som utnyttjas. Samtliga möjliga brottmoder bör identifieras och utvärderas.

## 5.6 Krav i brottgränstillståndet, barriärfunktion

### 5.6.1 Varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer

För täthetskontroll avseende varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer ( $ULS_{CONT-per}$  och  $ULS_{CONT-tran}$ ) med lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.3 ska subsubarticles CC-3600 Liner Design Analysis Procedures, CC-3700 Liner Design och CC-3800 Liner Design Details i ASME Sect III Div 2 [9] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.9 visas vara uppfyllda.

### 5.6.2 Exceptionella dimensioneringssituationer

För täthetskontroll avseende exceptionella dimensioneringssituationer ( $ULS_{CONT-exc}$ ) med lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.4 ska subsubarticles CC-3600 Liner Design Analysis Procedures, CC-3700 Liner Design och CC-3800 Liner Design Details i ASME Sect III Div 2 [9] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.9 visas vara uppfyllda. Vidare ska tilläggskrav för betongkonstruktionen enligt nedan visas vara uppfyllda.

För spännarmerade inneslutningar ska det för lastkombination 12 visas att inga resulterande normaldragpåkänningar över tvärsnitten uppstår. Endast lokala böjdragpåkänningar kan ac-

cepteras. Vidare accepteras endast lokal uppsprickning av betonginneslutningen vid sektionsovergångar och runt genomföringar. Sprickorna ska härvid vara små och ytliga. Lasten  $\Delta T_a$  behöver ej beaktas vid genomförandet av kontrollerna ovan.<sup>22</sup>

För seismiska dimensioneringssituationer (ULS<sub>CONT-exc,s</sub>) tillkommer krav enligt kapitel 7.

Dessutom bör det visas att tillräckliga marginaler finns för att undvika så kallade tröskeleffekter som skulle kunna leda till oacceptabla konsekvenser för anläggningen som helhet. Analysmetoder motsvarande de för mycket osannolika händelser kan då tillämpas.

### 5.6.3 Mycket osannolika dimensioneringssituationer

För täthetskontroll avseende mycket osannolika dimensioneringssituationer (ULS<sub>CONT-dec</sub>) med relevanta lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.5 är det tillfyllest om subsubarticles CC-3600 Liner Design Analysis Procedures, CC-3700 Liner Design och CC-3800 Liner Design Details i ASME Sect III Div 2 [9] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 5.9 visas vara uppfyllda. Andra tillvägagångssätt såsom exempelvis *best estimate*-metoder enligt vad som anges i avsnitt 3.4.3 kan vara tillämpliga tillämpliga under förutsättning att det fortfarande kan visas att tröskeleffekter undviks för konstruktionsstyrande händelser. För seismiska dimensioneringssituationer (ULS<sub>CONT-dec,s</sub>) tillkommer krav enligt kapitel 7.

Kontrollerad tryckavlastning av inneslutningen ska kunna ske i enlighet med avsnitt 3.6.2.

På motsvarande sätt som för gränslastkapaciteten (se avsnitt 5.5.3) ska de tryck- och temperaturtillstånd fastställas för vilka inneslutningens maximala täthetskapacitet uppnås.

## 5.7 Krav i brottgränstillståndet, deformationer och vibrationer

Det ska visas att konstruktiva rörelsefogar vars funktion förutsätts vid dimensioneringen av byggnadskonstruktionerna ej sluts till följd av den sammanlagda effekten av deformationer och vibrationer, se vidare subsubarticle CC-3550 i ASME Sect III Div 2 [9].

Komponenter installerade i byggnaden kan vara känsliga för byggnadsdeformationer inkluderande relativdeformationer mellan olika infästningspunkter. Krav på begränsning av byggnadsdeformationer anges i anläggningsspecifika dokument.

Verifiering av i byggnaden installerade komponenter för uppkomna vibrationer utförs i den omfattning som är nödvändig enligt anvisningar i SAR. Denna utvärdering behandlas ej i DNB. Emellertid ger kapitel 7 anvisningar vad gäller dynamisk analys i samband med jordbävning. Kapitel 7 kan även utgöra vägledning vid dynamisk analys för andra globala dynamiska laster.

Dessutom bör det visas att tillräckliga marginaler finns för att undvika så kallade tröskeleffekter som skulle kunna leda till oacceptabla konsekvenser för anläggningen som helhet. Analysmetoder motsvarande de för mycket osannolika händelser kan då tillämpas.

## 5.8 Dimensionering baserad på SS-EN 1992-1-1

När SS-EN 1992-1-1 [47] åberopas i dimensioneringsanvisningarna ska den tillämpas i sin helhet med de ändringar och tillägg som anges i avsnitt 6.6.

---

<sup>22</sup> I avsnitt 5.2 redovisas i punktform de tre övergripande dimensioneringskrav som traditionellt har ställts på spännarmerade reaktorinneslutningskärl i Sverige. Krav motsvarande vad som anges i punkt 2 och punkt 3 fås via införandet av tilläggskravet i DNB att uppfylla ASME Sect III Div 2 [9] och av DNBs tilläggskrav i avsnitt 4.2.4 avseende påvisande av täthet för 2 gånger  $P_{aL}$ . För att säkerställa att nya spännarmerade reaktorinneslutningar ej får en lägre säkerhetsnivå mot läckage än de befintliga inneslutningarna i Sverige, har punkt 1 från avsnitt 5.2 här införts som ett tilläggskrav, eftersom punkten ej täcks in av övriga DNB-krav.

## 5.9 Dimensionering baserad på ASME Sect III Div 2

### 5.9.1 Inledning

När ASME Sect III Div 2 [9] åberopas i dimensioneringsanvisningarna ska Article CC-3000 Design tillämpas i sin helhet med de ändringar och tillägg som anges nedan.

I följande avsnitt ges först en kortfattad sammanfattning av aktuell subarticle i ASME Sect III Div 2 [9]. Därefter redovisas för berörda subsubarticles införda ändringar och tillägg.

### 5.9.2 General Design (CC-3100)

Generella dimensioneringsförutsättningar för den bärande betongkonstruktionen såväl som för tätplåten redovisas i detta avsnitt. I tätplåten ingår de delar av tätbarriären som stöds av bärande betong, övriga delar av stålkonstruktionen som samtidigt utgör en tryckupptagande (bärande) konstruktion täcks ej in av CC-3000 Design.

Viktigare termer redovisas. Här bör noteras indelningen av laster i primära respektive sekundära laster/lasteffekter. Denna indelning, som sammanställs i tabell CC-3136.6-1, styr i sin tur vilka acceptanskriterier som ska visas vara uppfyllda.

Det ska tillses att de toleranser som gäller för utförandet av anläggningen också beaktas vid dimensioneringen.

Subarticle CC-3100 i ASME Sect III Div 2 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 5.9.2.1 Definition of terms

*Subsubarticle CC-3130, ASME Sect III Div 2 [9]*

”Service Load Category” och ”Factored Load Category” ersätts med den lastindelning som redovisas i kapitel 4.

### 5.9.3 Load Criteria (CC-3200)

Laster och lastkombinering redovisas i detta avsnitt. Generellt ersätts anvisningarna i ASME Sect III Div 2 [9] vad gäller laster och lastkombinering med kapitel 4. Därmed är hanteringen av laster i överensstämmelse med det upplägg som gäller för eurokoderna.

En beskrivning av lastkategorierna statisk och seismisk last (”static and seismic loads”), impuls-last (”impulse loads”) och stötlast (”impact effects”) ges.

Subarticle CC-3200 i ASME Sect III Div 2 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 5.9.3.1 General

*Subsubarticle CC-3210, ASME Sect III Div 2 [9]*

Detta avsnitt ersätts i sin helhet med tillämpliga delar av kapitel 4.

#### 5.9.3.2 Load Categories

*Subsubarticle CC-3220, ASME Sect III Div 2 [9]*

Detta avsnitt ersätts i sin helhet med tillämpliga delar av kapitel 4.

#### 5.9.3.3 Load Combinations

*Subsubarticle CC-3230, ASME Sect III Div 2 [9]*

Detta avsnitt ersätts i sin helhet med tillämpliga delar av kapitel 4.

### 5.9.4 Containment Design Analysis Procedures (CC-3300)

Analysmetoder gällande för inneslutningskärlet redovisas i detta avsnitt.

Subarticle CC-3300 i ASME Sect III Div 2 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 5.9.4.1 Shells

*Subsubarticle CC-3320, ASME Sect III Div 2 [9]*

Det är ej tillåtet att ersätta dimensioneringsberäkningar av inneslutningen med provning ("model tests"). Däremot kan provning vara ett möjligt eller nödvändigt komplement till beräkningar.

### 5.9.5 Concrete Containment Structural Design Allowables (CC-3400)

Acceptanskriterier för de lastkategorier som används i ASME Sect III Div 2 [9] ("factored loads" respektive "service loads") redovisas i detta avsnitt. Vilka lastkombinationer enligt kapitel 4 som klassas som "factored" respektive "service" anges i avsnitt 5.4 – 5.6.

Huvudprincipen för dimensionering av inneslutningskärlet är ett elastisk beteende ("basically elastic") för "service loads", och att generell plasticering ej uppstår i dragarmeringen för lastkombinationer tillhörande primära "factored loads"<sup>23</sup>.

Acceptanskriterier för påkänningar i betong, armering respektive spännarmering specificeras.

Nedan redovisas hur relevanta karakteristiska hållfasthetsvärden enligt eurokoderna översätts till hållfasthetsvärden att användas i de dimensioneringsekvationer som anges i ASME Sect III Div 2 [9].

ASME Sect III Div 2 [9] begränsar tillåten sträckgräns för armeringen till 400 MPa. Via ett normerande (av typen "Code Case"), se nedan, har ASME infört armeringskvaliteter med högre hållfasthet. Detta "Code Case" tillämpas i DNB.

Vidare har krav från USNRC Reg. Guide 1.136 [77] införts avseende tangentiell skjuvkapacitet (skjuvspänning i skalets plan).

Subarticle CC-3400 i ASME Sect III Div 2 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 5.9.5.1 General

*Subsubarticle CC-3410, ASME Sect III Div 2 [9]*

Avsnittet ska tillämpas i sin helhet förutom vad gäller hänvisningen till laster och lastkombinationer, jämför ändring av CC-3200 i avsnitt 5.9.3 ovan.

#### 5.9.5.2 Allowable stress for factored loads

*Subsubarticle CC-3420, ASME Sect III Div 2 [9]*

$f_c$  (dimensioneringsvärde för betongens tryckhållfasthet enligt ASME Sect III Div 2 [9], "specified compressive strength of concrete") kan sättas lika med  $f_{ck}$  (karakteristiskt värde för betongens cylindertryckhållfasthet (28 dagar) enligt SS-EN 1992-1-1 [47] under förutsättning att provningsresultat visar att betongen även uppfyller hållfasthetskraven i [9]<sup>24</sup>.

$f_y$  (dimensioneringsvärde för armeringens draghållfasthet enligt ASME Sect III Div 2 [9], "specified tensile yield strength of reinforcing steel") kan sättas lika med  $f_{yk}$  (karakteristiskt värde för armeringens sträckgräns) enligt SS-EN 1992-1-1 [47]<sup>25</sup>.

---

<sup>23</sup> "General yield state", se subsubarticle CC-3110 i ASME Sect III Div 2 [9].

<sup>24</sup> Om provningsresultat, som visar att hållfasthetskraven i ASME Sect III Div 2 [9] uppfylls, ej finns tillgängliga kan en försiktig ansats vara att sätta  $f_c = 0,85 f_{ck}$ .

<sup>25</sup> Ytterligare utredning krävs emellertid avseende armeringsstångens duktilitetsegenskaper. Duktiliteten bör påvisas vara minst lika stor som för armeringsstål Grade 60 enligt ASME Sect III Div 2 [9].



$f_{py}$  (dimensioneringsvärde för spännstålets draghållfasthet enligt ASME Sect III Div 2 [9], "specified tensile yield strength of prestressing steel") kan sättas lika med  $f_{p0.1k}$  (karaktéristiskt värde för spänningen i spännarmeringen vid 0.1%) enligt SS-EN 1992-1-1 [47].<sup>26,27</sup>

I avsteg från vad som anges i subsubarticle CC-3422.1 tillåts armering med en karaktéristisk sträckgräns på upp till och med 500 MPa vid dimensionering för membran- och böjspänningar.<sup>28,29</sup>

Armeringens tangentiella skjuvkapacitet avseende skjuvspänningar i skalets plan ("tangential shear strength") ska begränsas till att ej överstiga

$$0,833\sqrt{f_{ck}} \text{ MPa.}^{30}$$

För spännarmerade inneslutningar ska betongens huvuddragspänning ("principal tensile stress") ej överskrida

$$0,333\sqrt{f_{ck}} \text{ MPa.}^{31}$$

### 5.9.5.3 Allowable stresses for service loads

*Subsubarticle CC-3430, ASME Sect III Div 2* [9]

Se avsnitt 5.9.5.2.

## 5.9.6 Containment Design Details (CC-3500)

Dimensioneringsmetoder för bland annat normalkraft, böjande moment och tvärkraft redovisas i detta avsnitt för såväl "service loads" som "factored loads". Det ges regler för förankring och skarvning av armering respektive spännarmering samt för hur spännkraftsförluster ska beräknas. Vidare behandlas täckande betongskikt, avstånd mellan armeringsenheter samt begränsning av sprickvidder.

Slutligen ges anvisningar avseende krav på separation av strukturer, krav på undergrunden samt hanteringen av inverkan av infästningar monterade på utsidan av inneslutningskärlet.

Vid beräkning av spännkraftsförluster tillämpas de anvisningar som ges i eurokoderna.

Krav på radiell armering även för spännarmerade enkelkrökta ytor (dvs. inneslutningens cylindervägg) har införts för att minimera skadliga effekter av eventuell tendens till delaminering av betongen, speciellt under skeden då spännkablar spänns upp eller spänns av.

---

<sup>26</sup> ASME Sect III Div 2 [9] subsection CC-3433 gällande tillåtna spänningsvärden för spännkablar ersätts av motsvarande krav angivna i SS-EN 1992-1-1 [47] då spännarmering enligt europeisk standard används.

<sup>27</sup> Då spännstål består av trådar bör visas att brotttöjningen för spännstålet uppfyller krav enligt ASME Sect III Div 2 [9].

<sup>28</sup> Enligt Code Case N-807 [10]. I [80] anges att Code Case N-807 ej får tillämpas, med motiveringen att duktiliteten blir för låg för amerikanska armeringskvaliteter med en sträckgräns högre än den för Grade 60 (~ 414 MPa). Eftersom krav på utredning av armeringsstångens duktilitetsegenskaper har införts i DNB tillämpas ändå Code Case N-807.

<sup>29</sup> Ytterligare utredning krävs avseende armeringsstångens duktilitetsegenskaper. Duktiliteten bör påvisas vara minst lika stor som för armeringsstål Grade 60 enligt ASME Sect III Div 2 [9].

<sup>30</sup> I enlighet med USNRC Reg. Guide 1.136 [77]. Detta dokument anger bland annat vissa tilläggskrav till ASME Sect III Div 2 [9] för uppförande av kärnreaktorer i USA. Kraven har ansetts även tillämpliga för svenska förhållanden.

<sup>31</sup> Se föregående fotnot.

Subarticle CC-3500 i ASME Sect III Div 2 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 5.9.6.1 Reinforcing steel requirements

*Subsubarticle CC-3530, ASME Sect III Div 2 [9]*

Förankrings- och skarvlängder angivna i ASME Sect III Div 2 [9] ska ökas med 20 % för armering med sträckgräns över 420 MPa.<sup>32</sup>

#### 5.9.6.2 Loss of Prestress

*Subsubarticle CC-3542, ASME Sect III Div 2 [9]*

Vid beräkning av spännkraftsförluster ersätts ASMEs ekvationer med motsvarande i SS-EN 1992-1-1 [47] med de ändringar och tillägg som anges i avsnitt 6.6.

#### 5.9.6.3 Radial tension reinforcement

*Subsubarticle CC-3545, ASME Sect III Div 2 [9]*

För de delar av en spännarmerad inneslutning som är krökt ska skjuvarmering (radial ties) anbringas som tar upp hela den dragande avlänkningskraften från spännkablarna. Notera att uppspanning alternativt avspänning av spännkablarna kan vara dimensionerande lastsituation.

Avståndet mellan skjuvarmeringsbyglarna (radial ties) ska ej överstiga det minsta av halva skal-tjockleken eller 600 mm.

### 5.9.7 Liner Design Analysis Procedures (CC-3600)

Analysprocedurer för dimensionering av tätplåten och dess förankringar redovisas i detta avsnitt. Förtydligande avseende analysprocedurerna har införts i detta och nästkommande avsnitt.

Vidare har en förenklad metod för att fastställa en övre gräns för de obalanskrafter som kan verka på tätplåtens infästningar införts.

Subarticle CC-3600 i ASME Sect III Div 2 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 5.9.7.1 Liner

*Subsubarticle CC-3620, ASME Sect III Div 2 [9]*

Tätplåtens imperfektioner samt dess formändring under byggskedet ska beaktas vid dimensionering av såväl tätplåten som dess förankringar.

#### 5.9.7.2 Liner anchors

*Subsubarticle CC-3630, ASME Sect III Div 2 [9]*

Som alternativ till genomförandet av biaxiella tryckprovsversök för att fastställa en övre gräns för pådrivande obalanskraft verkande på tätplåtsförankringarna kan man utgå ifrån stålets enaxiella sträckgränsvärde enligt följande: Under förutsättning att det kan säkerställas att överstarkt stål<sup>33</sup> inte levereras kan en ekvivalent sträckgräns fastställas såsom 1,25 gånger  $f_{yk}$  där  $f_{yk}$  är det övre karakteristiska sträckgränsvärdet (95-procentsfraktilen) enligt SS-EN 1993-1-1 [52].

---

<sup>32</sup> Enligt Code Case N-807 [10]. Anledningen till ökningen av längden är främst att tillförsäkra en motsvarande duktilitet hos konstruktionen som för en utformning med armering med en sträckgräns av högst 420 MPa.

<sup>33</sup> Med angiven faktor på 1,25 definieras överstarkt stål som stål som har en uppmätt övre sträckgräns som är mer än 5% högre än det specificerade övre karakteristiska sträckgränsvärdet.

### 5.9.7.3 Brackets and attachments

*Subsubarticle CC-3650, ASME Sect III Div 2 [9]*

Detta avsnitt utgår eftersom det avser dimensionering av anslutande stålkonstruktioner som ej är en del av tätplåtskonstruktionen.

### 5.9.8 Liner Design (CC-3700)

Acceptanskriterier för dimensionering av tätplåten och dess förankringar redovisas i detta avsnitt. En koppling mellan lastkombinationer enligt kapitel 4 och de lastkategorier som anges i ASME Sect III Div 2 [9] har införts.

Vidare redovisas hur hållfasthetsvärden att användas i de dimensioneringsekvationer som anges i ASME Sect III Div 2 [9] kan bestämmas. Acceptanskriterier för mycket osannolika händelser har införts.

Notera att lastfaktorerna för dimensionering av tätplåten och dess förankringar skiljer sig åt från vad som används för den bärande betongstrukturen.

Subarticle CC-3700 i ASME Sect III Div 2 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 5.9.8.1 Liner

*Subsubarticle CC-3720, ASME Sect III Div 2 [9]*

Kategori Service i tabell CC-3720-1 motsvarar bruksgränstillståndet och brottgränstillståndet – varaktiga och tillfälliga. Kategori Factored motsvarar brottgränstillståndet – exceptionella.

Fotnoten (1) i tabell CC-3720-1 innebär att tätplåten kan förutsättas vara spännings- och töjningsfri innan lastpåläggning för dimensionering i kategori Service och Factored, men att tätplåtens imperfektioner samt dess formändring under byggskedet ska beaktas såsom initialimperfektioner i de fall detta är ogynnsamt. Böj deformationer som uppkommer vid påläggning av Service och Factored loads ska beaktas.

$f_{py}$  (specified tensile yield strength of liner steel) sätts lika med  $f_y$  (sträckgräns) enligt SS-EN 1993-1-1 [52].

Lastkombinationer enligt kapitel 4 ska tillämpas. Lastfaktorerna ska härvid sättas till 1,0.

Följande kapaciteter kan tillämpas för brottgränstillstånd – mycket osannolika händelser:

Tillåten töjning (strain allowable), membran<sup>34</sup>:  $\varepsilon_{sc} = 0,007$ ;  $\varepsilon_{st} = 0,004$

Tillåten töjning, kombinerad membran- och böjning<sup>35</sup>:  $\varepsilon_{sc} = 0,018$ ;  $\varepsilon_{st} = 0,012$

#### 5.9.8.2 Liner anchors

*Subsubarticle CC-3730, ASME Sect III Div 2 [9]*

Kategori Test, normal, severe environmental, extreme environmental i tabell CC-3730-1 motsvarar lastkombinationerna 6-9, 18 och 24 i kapitel 4. Kategori Abnormal, abnormal/severe environmental, abnormal/extreme environmental motsvarar lastkombinationerna för brottgränstillståndet – exceptionella förutom lastkombination 18 och 24.

---

<sup>34</sup> De värden på tillåtna acceptanskriterier som anges i ETC-C [16] för upp till och med osannolika händelser är i princip identiska med de som anges i ASME Sect III Div 2 [9]. Vidare tillämpas likadana lastfaktorer i de båda regelverken. Därför hämtas angivna värden från tabell 1.5.1-3 i ETC-C [16]. Syftet är att tillförsäkra täthet hos inneslutningskonstruktionen i de fall tätheten ska upprätthållas vid mycket osannolika händelser.

<sup>35</sup> Se föregående fotnot.

Värdena på  $F_y$  (liner anchor yield force capacity),  $F_u$  (liner anchor ultimate force capacity) och  $\delta_u$  (ultimate displacement capacity for liner anchors) som ingår vid bestämning av tätplåtsförankringarnas bärförmåga motsvarar karakteristiska bärförmågevärden enligt definitionen i SS-EN 1990 [37] avsnitt 4.2. Provningar kan vara nödvändiga att genomföra för att bestämma värdena på  $F_y$ ,  $F_u$  och  $\delta_u$ .

Lastkombinationer enligt kapitel 4 ska tillämpas. Lastfaktorerna ska härvid sättas till 1,0.

Kapaciteten för normalkraft respektive tvärkraft ska kontrolleras var för sig. Vidare ska kombinerade brottmoder för samtidigt verkande normal- och tvärkraft kontrolleras.

Följande värden på bärförmåga kan tillämpas för brottgränstillstånd – mycket osannolika:

Mekanisk last (mechanical loads)<sup>36</sup>:  $F_a = \min. \{1,0F_y; 0,8F_u\}$

Deformationsstyrt förlopp (displacement limited loads)<sup>37</sup>:  $\delta_a = 0,6\delta_u$

### 5.9.8.3 Penetration assemblies

*Subsubarticle CC-3740, ASME Sect III Div 2 [9]*

Dimensionering av tätplåten i anslutning till genomföringar ska för mekaniska laster (mechanical loads) följa dimensioneringsanvisningar för stålkonstruktioner vid svenska kärnkraftverk.

För betongförankringar påverkade av mekaniska laster gäller ACI 349 [2]<sup>38</sup>.

### 5.9.8.4 Brackets and attachments

*Subsubarticle CC-3750, ASME Sect III Div 2 [9]*

Dimensionering av tätplåten i anslutning till konsoler och anslutningar ska för mekaniska laster (mechanical loads) följa dimensioneringsanvisningar för stålkonstruktioner vid svenska kärnkraftverk.

För betongförankringar påverkade av mekaniska laster gäller ACI 349 [2]<sup>39</sup>.

## 5.9.9 Liner Design Details (CC-3800)

Detaljer avseende dimensionering av tätplåten och dess förankringar redovisas i detta avsnitt. Subarticle CC-3800 i ASME Sect III Div 2 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

### 5.9.9.1 Liner anchors

*Subsubarticle CC-3810, ASME Sect III Div 2 [9]*

Avseende kravet på biaxiell provning, se avsnitt 5.9.7.2.

## 5.9.10 Design Criteria For Impulse Loadings and Missile Impact (CC-3900)

Hur stöt- och impulslaster ska hanteras redovisas i detta avsnitt.

Subarticle CC-3900 i ASME Sect III Div 2 [9] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

---

<sup>36</sup> Se föregående fotnot.

<sup>37</sup> Se föregående fotnot.

<sup>38</sup> ASME Sect III Div 2 [9] saknar praktiska dimensioneringsanvisningar i detta fall. Dimensioneringsanvisningar från ACI 349 [2] har därför införts eftersom detta regelverk är konsistent med ASME Sect III Div 2 [9].

<sup>39</sup> Se föregående fotnot.

#### 5.9.10.1 Penetration formulas and impulse and impactive effects

*Subsubarticle CC-3923, ASME Sect III Div 2 [9]*

För att fastställa konstruktionens duktilitet vid brott ("ductility determined at failure"), som är en indataparameter för att beräkna gällande acceptanskriterier, kan provning behöva genomföras.

*Subsubarticle CC-3931, ASME Sect III Div 2 [9]*

Vid val av ekvationer för bestämning av penetrationsdjupet kan anvisningar i kapitel 8 tillämpas

## 5.10 Detaljutformning

### 5.10.1 Inledning

Detaljutformningen av armerade betongkonstruktioner ska generellt utföras enligt SS-EN 1992-1-1 [47], men även uppfylla anvisningarna i ASME Sect III Div 2 [9]. Se vidare nedan. För detaljutformningen av tätplåten, dess förankringar samt dess anslutningar mot genomföringar, luckor och slussar etc. ska anvisningarna i ASME Sect III Div 2 [9] uppfyllas.

### 5.10.2 Täckande betongskikt och minimiavstånd

Täckande betongskikt ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [47], men även anvisningarna som ges i ASME Sect III Div 2 [9].

Minimiavstånd mellan armeringsenheter ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [47] samt de anvisningar som ges i ASME Sect III Div 2 [9].

### 5.10.3 Minimiarmering och sprickbredds begränsning

Minimiarmeringen ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [47] avsnitt 7.3.2 samt de anvisningar som ges i ASME Sect III Div 2 [9].

I SS-EN 1992-1-1 [47] ges anvisningar avseende maximalt tillåtna sprickbredder baserat på beständighets- och utseendekrav. Sprickbredden bör emellertid begränsas för sprickor som uppstår i inneslutningskärlet respektive andra betongkonstruktioner som dimensioneras enligt föreliggande kapitel även om inga formella krav ges i eurokoderna. Tillåtna sprickvidder får då fastställas från fall till fall. Se även avsnitt 6.6.7.2.

### 5.10.4 Förankring och skarvning av armeringsstänger

Förankring via vidhäftning och omlottskarvning ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [47] samt de anvisningar som ges i ASME Sect III Div 2 [9] med de ändringar och tillägg som anges i avsnitt 5.9.

Mekanisk förankring ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [47] samt de krav som specificeras i ASME Sect III Div 2 [9].

Mekanisk armeringsskarv ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [47] samt de krav som specificeras i ASME Sect III Div 2 [9]. I tillägg ska följande krav uppfyllas<sup>40</sup>: I områden där maximalt beräknad dragspänning ger en dragkraft som är större än eller lika med  $0,5F_y$  ska de mekaniska armeringsskarvarna för intilliggande armeringsstänger vara förskjutna i förhållande till varandra.

Svetsad armeringsskarv ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [47] samt de krav som specificeras i ASME Sect III Div 2 [9].

---

<sup>40</sup> I enlighet med US NRC Reg. Guide 1.136 [77]. Detta dokument anger bland annat vissa tilläggskrav till ASME Sect III Div 2 [9] för uppförande av kärnreaktorer i USA. Kraven har ansetts tillämpliga även för svenska förhållanden.

### 5.10.5 Förankrings- och skarvanordningar för buntad armering

Förankring och skarvning ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [47] samt de krav som specificeras i ASME Sect III Div 2 [9].

### 5.10.6 Förankrings- och skarvanordningar för spännarmering

Förankring och skarvning ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [47] samt de krav som specificeras i ASME Sect III Div 2 [9].

## 5.11 Materialkvaliteter och produkter

Betong-, armerings och spännstålskvaliteter samt armerings- och spännstålsdetaljer ska uppfylla kraven i SS-EN 1992-1-1 [47] och EKS 10 [12], med de ändringar och tillägg som anges i avsnitt 5.8.

Därutöver bör projektspecifikt angivna tilläggskrav för kvalitetsklass Kv2 och Kv3 vad gäller kvalitetssäkring, kvalitetskontroll och spårbarhet specificeras i enlighet med de kvalitativa krav som anges i avsnitt 3.2.2 och Tabell 3.1.

För vissa material och produkter kan det härvid vara nödvändigt att genomföra ett godkännandeförfarande innan de kan accepteras för användning. Ett sådant godkännandeförfarande kan innebära att provning måste genomföras och utvärderas av ackrediterad provningsanstalt. Material och produkter som ej uppfyller ovanstående krav kan om så erfordras endast tillåtas efter särskild prövning. Vidare ska krav enligt ASME Sect III Div 2 [9] påvisas bli uppfyllda i den omfattning som framgår av tidigare avsnitt i detta kapitel.

Materialkvaliteter för tätplåten och dess förankringar ska uppfylla anvisningarna i ASME Sect III Div 2 [9].

Vid dimensionering av reaktorinneslutningar enligt avsnitt 5.9 tillämpas dimensioneringsanvisningar enligt ASME Sect III Div 2 [9]. Eftersom det för betongkonstruktionen tillämpas svenska och europeiska material- och provningsstandarder, och ASME Sect III Div 2 [9] hänvisar till amerikanska standarder, så är det inte uppenbart vilka värden på de olika materialparametrarna som ska användas i dimensioneringsekvationerna.

I avsnitt 5.9 anges vilka värden som ska användas. Dessa val motiveras genom jämförelse mellan utvalda svenska, europeiska och amerikanska standarder. Dessa jämförelser redovisas nedan för betong, armering och spännarmering samt spännkraftsförluster.

Jämförelserna har gjorts för ett urval av krav gällande provning och utvärdering av provning, och är ej heltäckande. Urvalet är gjort efter bedömning av vilka krav som kan anses vara av betydelse för respektive materialparameter. Generellt är den statistiska variationen i provningsresultat större för betong än för stål, vilket medför att krav på statistisk utvärdering av provningsresultat anses viktigare för betong än för armering.

### 5.11.1 Betong

Gällande betongens tryckhållfasthet anges i avsnitt 5.9.5, att om det inte finns provningsresultat som visar att hållfasthetskraven enligt ASME Sect III Div 2 [9] ( $f'_c$ ) är uppfyllda kan tryckhållfasthet bestämd enligt SS-EN 1992-1-1 [47] ( $f_{ck}$ ) reducerad med en faktor 0,85 användas (dvs.  $f'_c=0,85*f_{ck}$ ). En jämförande studie för provning samt utvärdering av tryckhållfastheten enligt europeisk och amerikansk standard har genomförts.

Av de undersökta kraven på provningsmetod är det endast pålastningshastigheten som tydligt skiljer sig mellan europeisk och amerikansk standard. Enligt litteraturstudie skulle föreliggande skillnad i pålastningshastighet dock endast ge 3% högre hållfasthet i praktiken vid provning enligt europeisk standard, vilket kan anses försumbart.

Gällande utvärderingsmetod är en entydig slutsats svår att göra för hur slutligt bedömd hållfasthet förhåller sig mellan standarderna. Gemensamt är dock att man skiljer mellan utvärdering initialt i produktionen (baserat på fåtal prover) och utvärdering för fortskridande produktion (baserat på många prover). För jämförelsen bedöms förhållande vid fortskridande produktion vara mest relevant och för denna metod bedöms europeisk standard vara något mer strikt än amerikansk.

En faktor som skiljer sig mellan standarderna är hur skillnad mellan hållfasthet vid provning och färdig konstruktion (in-situ-hållfasthet) beaktas. En påvisad skillnad mellan provning och in-situ-hållfasthet finns för betong, bl.a. beroende på läge i konstruktionen och härdningsförhållande. Det kan dock finnas oenighet i hur stor denna skillnad är. I europeisk standard beaktas denna skillnad genom en reduktion av provningshållfastheten med faktor 0,85. I amerikansk standard har ingen explicit faktor gällande detta kunnat utläsas.

Provning- och utvärderingsmetod av betonghållfastheten i europeisk och amerikansk standard bedöms i studien vara likvärdiga. För att inte underskatta in-situ effekten rekommenderas dock att faktorn 0,85 används då det specificerade tryckhållfasthetsvärdet  $f'_c$  bestäms utifrån karakteristisk tryckhållfasthet  $f_{ck}$  i europeisk standard.

### 5.11.2 Slakarmering

Gällande slakarmering anges i avsnitt 5.9.5, att flytspänning enligt ASME Sect III Div 2 [9] ( $f_y$ ) kan sättas lika med armeringens karakteristiska sträckgräns enligt SS-EN 1992-1-1 [47] ( $f_{yk}$ ). I tillägg till detta skall det fastställas genom provning att duktiliteten är minst lika stor som kraven i ASME Sect III Div 2 [9] anger. En jämförande studie gällande krav på fastställande av flytspänning och duktilitetsegenskaper för slakarmering enligt europeisk och amerikansk standard har genomförts.

Vad gäller definitionen av flytgräns konstateras att europeisk och amerikansk standard är likvärdiga. För provmetod och krav på provkropp finns dock skillnader. Krav i europeisk standard tillåter provningshastigheter som är ungefär 2 ggr högre än motsvarande krav i amerikansk standard. Forskning indikerar emellertid att skillnaden i provningshastighet inte ger betydande skillnader i flytspänning (mindre än 5% vid förekommande skillnader i hastighet). Provkroppens längd bedöms ej påverka flytspänningen men har däremot inverkan på utvärdering av brottförlängning.

Gällande duktilitet kan två typer av krav urskiljas i europeisk standard, krav på kvot mellan brottspänning och flytspänning samt krav på töjning vid brottspänning. I amerikansk standard finns krav på flytspänning, brottspänning och brotttöjning. Då skillnader i kravbilderna är betydande, är det svårt att jämföra och dra tydliga slutsatser gällande duktilitet. Utöver skillnader i kravbilderna påverkas duktilitetsmått (i synnerhet brottförlängning) av provkroppens längd och draghastighet. Skillnader i krav på provning mellan standarderna är så pass stora att inverkan på duktilitetsmåten inte kan antas vara försumbara.

Sammanfattningsvis kan konstateras att krav gällande provning av slakarmeringens flytspänning kan anses likvärdig för europeisk och amerikansk standard. Gällande duktilitetsmått är dock en sådan slutsats ej möjliga att göra utifrån föreliggande studie. Provning bör därför utföras för att visa att kraven på brottspänning och brotttöjning enligt amerikansk standard är uppfyllda då slakarmering enligt europeisk standard används.

### 5.11.3 Spännarmering

Gällande spännarmering anges i avsnitt 5.9.5 att flytgräns enligt ASME Sect III Div 2 [9] ( $f_{py}$ ) kan sättas lika med karakteristisk spänning vid 0,1 % töjning enligt SS-EN 1992-1-1 [47] ( $f_{p0.1k}$ ).

En jämförande studie gällande krav på fastställande av flytgräns, brottspänning och brottförlängning för spännarmering enligt europeisk och amerikansk standard har genomförts. Endast spännkablar bestående av enskilda trådar eller linor antas aktuella för inneslutningar (ej stänger).

Gällande definition av flytgräns konstateras att europeisk och amerikansk standard skiljer sig åt. Enligt europeisk standard definieras flytgränsen som spänningen vid 0,1% kvarstående töjning. Enligt amerikansk standard definieras istället flytgränsen som spänning vid 1% totaltöjning. För stålqualiteter med lägre hållfasthet underskattar europeisk standard flytgränsen jämfört med amerikansk, medan motsatt förhållande gäller för höga hållfastheter. För tillgängliga stål överskattas flytgränsen enligt europeisk standard som mest med ca 2% jämfört med amerikansk standard.

Definitionen för brottspänning skiljer sig ej mellan standarderna. Däremot skiljer sig krav på relationen mellan flyt- och brottspänning något. Minimikravet på kvoten mellan flyt- och brottspänning ligger i intervallet 85 och 90% för både europeisk och amerikansk standard.

Definitionen med avseende på brottförlängning är lika för standarderna men krav på töjning och storlek på provkropp (testlängden) skiljer sig åt. För enskild tråd anger europeisk standard töjningskrav på 3,5% med en testlängd på 100 mm medan amerikansk standard anger krav på 4,0% med en testlängd på 250 mm. För linor anger europeisk standard att töjningskrav på 3,5% med en testlängd på 500 mm medan amerikansk standard anger krav på 3,5% respektive 600 mm. Beroende av hur brottförlängningen mäts ger kortare prov generellt ett högre värde på brotttöjningen. För trådar kan man därför inte säkerställa att brotttöjning enligt europeisk standard uppnår krav ställda enligt amerikansk standard. För linor däremot är den relativa skillnaden i mätlängd liten och kraven kan anses likvärdiga.

Sammanfattningsvis bedöms spännstål av linor med material enligt krav i europeisk och amerikansk standard vara likvärdiga i avseende på flyt- och brottspänning samt brotttöjning. För spännstål av enskilda trådar bör provning utföras för att visa att kraven på brottförlängning enligt amerikansk standard är uppfyllda. Europeisk och amerikansk standard anses dock likvärdiga även för enskilda trådar gällande flyt- och brottspänning. I studien konstateras också att maximalt tillåtna spänningsnivåer vid uppspänning bör baseras på krav enligt SS-EN 1992-1-1 [47] då material enligt europeiska standarder används.

#### 5.11.4 Spännkraftsförluster

Vid beräkning av spännkraftsförluster skall, enligt avsnitt 5.9.6.2, ekvationer i ASME Sect III Div 2 [9] ersättas med motsvarande i SS-EN 1992-1-1 [47] med de ändringar och tillägg som anges i avsnitt 6.6. Enligt Subarticle CC-3542 i ASME Sect III Div 2 [9] skall följande spännkraftsförluster beaktas:

- Elastisk deformation av betongen,
- glidning i kabelförankring,
- friktionsförlust pga avsiktlig/oavsiktlig krökning av kablar,
- krypning i betong,
- krympning av betong, och
- relaxation för spännkablar.

Motsvarande spännkraftsförluster ingår även att beakta i SS-EN 1992-1-1 [47] och alltså ligger här ingen skillnad mellan standarderna. Detaljerade anvisningar för att bestämma storleken på spännkraftsförluster finns ej explicit angivna i ASME Sect III Div 2 [9]. ACI 349 [2] åberopas då ASME Sect III Div 2 [9] saknar detaljerade anvisningar (se avsnitt 2.4). I ACI 349 [2], som avser säkerhetskritiska byggnader vid kärntekniska anläggningar, hänvisas gällande spännkraftsförluster till ACI 318 [1] som avser konventionella byggnader. Av detta kan konstateras att i avseende på beräkning av spännkraftsförluster skiljer sig inte kraven för reaktorinneslutningar i ASME Sect III Div 2 [9] med kraven på konventionella byggnader. Det föreligger därmed ingen



skärpt kravbild för reaktorinneslutningar i detta avseende. Därmed anses det också rimligt att i DNB ersätta anvisningarna avseende beräkning av spännkraftsförluster i ASME Sect III Div 2 [9] med anvisningar angivna gällande spännkraftsförluster i SS-EN 1992-1-1 [47]. I tillägg kan nämnas att majoriteten av rekommenderade referenser i ACI 318 [1] avseende spännkraftsförluster är relativt gamla (utgivna perioden 1958-1979). Detta stärker motivet att använda SS-EN 1992-1-1 [47] då ökad kunskap, främst gällande långtidspörluster, kan förutsättas inarbetad i SS-EN 1992-1-1 [47].



## 6. Dimensionering av övriga byggnadskonstruktioner

### 6.1 Allmänt

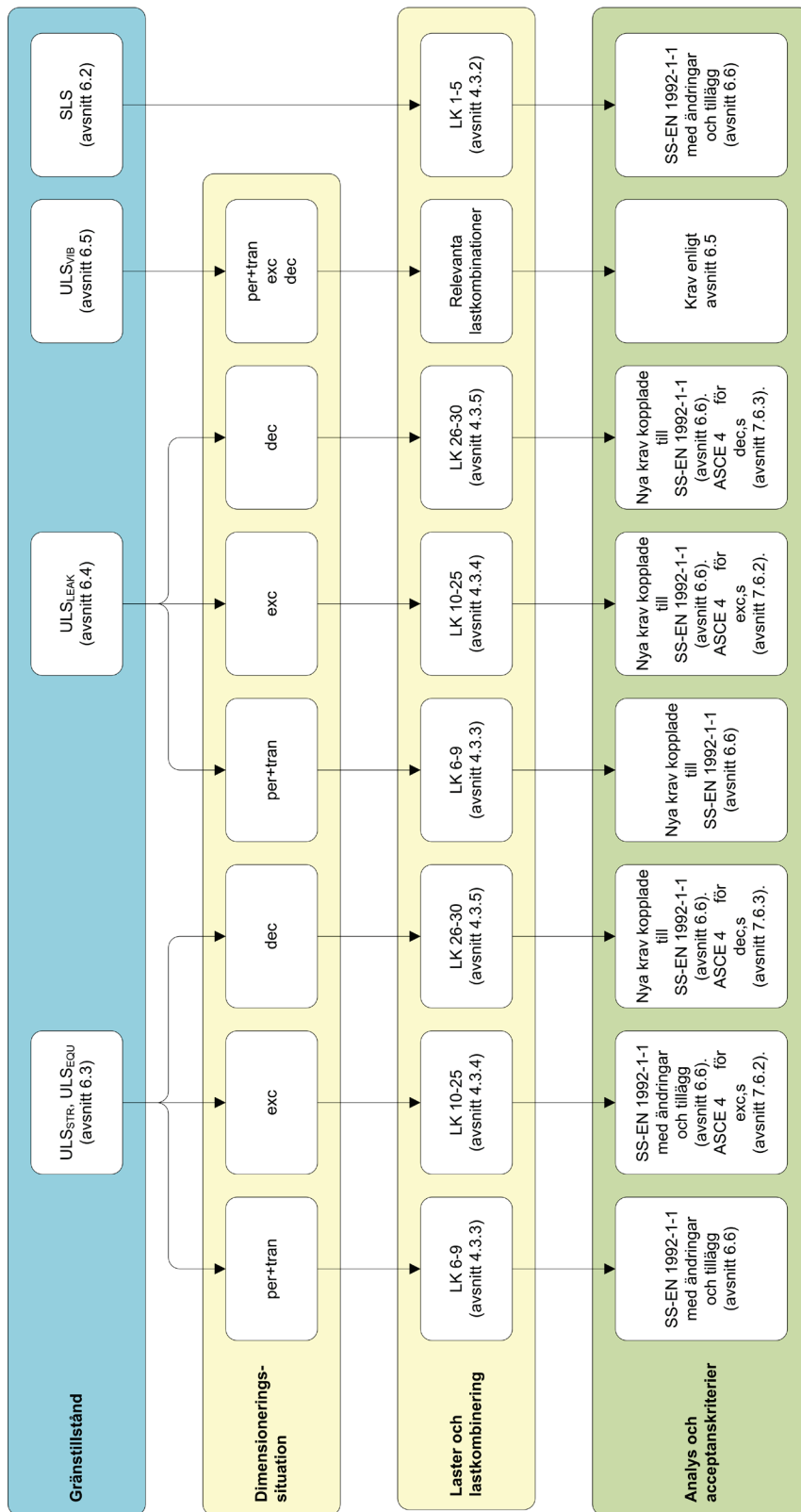
Detta kapitel avser dimensionering och analys av betongkonstruktioner vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar, förutom reaktorinneslutningens inneslutningskärl samt de delar som utgör tryckbarriär mellan primär och sekundärutrymmet i BWR-anläggningar. Dessa konstruktionsdelar behandlas i kapitel 5.

Dimensionering och analys av betongkonstruktioner ska uppfylla regler och anvisningar enligt SS-EN 1992-1-1 [47] tillsammans med ändringar och tillägg angivna i detta kapitel.

Allmänna regler enligt SS-EN 1990 [37] med de ändringar och tillägg som beskrivs i kapitel 3 ska uppfyllas, för att anvisningarna i detta kapitel ska kunna tillämpas. Vidare ska laster, lastkombinationer och partialkoefficienter angivna i kapitel 4 tillämpas vid dimensionering och analys.

De i följande avsnitt redovisade dimensioneringsanvisningarna kompletteras med separata kapitel för dimensionering med avseende på jordbävning (kapitel 7), stöt- och impulslast (kapitel 8) samt brand (kapitel 9).

En schematisk sammanfattning av dimensioneringsanvisningarna ges i Figur 6.1.



**Figur 6.1 – Sammanfattning av dimensioneringsanvisningar för övriga byggnadskonstruktioner**

## 6.2 Krav i bruksgränstillståndet

För lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.2 (SLS-ch, SLS-freq och SLS-qp) ska krav i bruksgränstillståndet enligt SS-EN 1992-1-1 [47] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda. Vidare ska de funktionskrav och brukbarhetskriterier som uppställts enligt avsnitt 3.5.3 och 3.8.4 visas vara uppfyllda, till exempel vad gäller krav på täthet.

## 6.3 Krav i brottgränstillståndet, bärförmåga och stabilitet

### 6.3.1 Varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer

För bärförmågekontroll avseende varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer ( $ULS_{STR-per}$ ,  $ULS_{STR-tran}$ ,  $ULS_{EQU-per}$  och  $ULS_{EQU-tran}$ ) med lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.3 ska krav i SS-EN 1992-1-1 [47] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda.

### 6.3.2 Exceptionella dimensioneringssituationer

För bärförmågekontroll avseende exceptionella dimensioneringssituationer ( $ULS_{STR-exc}$  och  $ULS_{EQU-exc}$ ) med lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.4 ska krav i SS-EN 1992-1-1 [47] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda. För seismiska dimensioneringssituationer ( $ULS_{STR-exc,s}$  och  $ULS_{EQU-exc,s}$ ) samt för stöt- och missillaster och brand tillkommer krav enligt kapitel 7, 8 och 9.

Dessutom bör det visas att tillräckliga marginaler finns för att undvika så kallade tröskeeffekter som skulle kunna leda till oacceptabla konsekvenser för anläggningen som helhet. Analysmetoder motsvarande de för mycket osannolika händelser kan då tillämpas.

### 6.3.3 Mycket osannolika dimensioneringssituationer

För byggnadskonstruktioner som utgör, inrymmer, skyddar eller uppbär speciellt viktiga säkerhetsfunktioner och konsekvenslindrande system ska, om så anges i SAR, laster och lasteffekter till följd av postulerade mycket osannolika händelser beaktas.

För bärförmågekontroll avseende mycket osannolika dimensioneringssituationer ( $ULS_{STR-dec}$  och  $ULS_{EQU-dec}$ ), med relevanta lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.5, är det tillfyllest om krav i SS-EN 1992-1-1 [47] avseende olyckslast, med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.6, visas vara uppfyllda. Andra tillvägagångssätt såsom exempelvis *best estimate*-metoder enligt vad som anges i avsnitt 3.4.3 kan vara tillämpliga. För seismiska dimensioneringssituationer ( $ULS_{STR-dec,s}$  och  $ULS_{EQU-dec,s}$ ) samt för stöt- och missillaster och brand tillkommer krav enligt kapitel 7, 8 och 9.

## 6.4 Krav i brottgränstillståndet, täthetsfunktion

### 6.4.1 Allmänt

För icke säkerhetskritiska byggnadsdelar kan SS-EN 1992-3 [50] tillämpas. Utvärderingen sker då i bruksgränstillståndet, se vidare avsnitt 6.2. För säkerhetskritiska strukturer får täthetskrav, acceptanskriterier och dimensioneringskriterier uppställas från fall till fall. Täthetsklasserna i avsnitt 7.3.1 i SS-EN 1992-3 [50] kan tillämpas, men utvärderingen sker då i brottgränstillståndet.

Vid dimensionering av barriärers tätplåt och förankringar kan avsnitt 5.9.7 till 5.9.9 gällande inneslutningens tätplåt användas som vägledning. För säkerhetskritiska bassänger med tätplåt bör plåten vara av rostfritt stål samt bör svetsar i tätplåten förses med ett system för dränering

och indikering av läckage<sup>41</sup>. För bassänger med tätplåt bör även den bakomliggande betongkonstruktionen påvisas vara vattentät vid normal användning<sup>42</sup> (bruksgränskontroll enligt avsnitt 6.2). Detta för att säkerställa att inget otillåtet läckage från bassängen uppstår även om tätplåten skulle visa sig vara något otät.

#### 6.4.2 Varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer

För täthetskontroll avseende varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer ( $ULS_{LEAK-per}$  och  $ULS_{LEAK-tran}$ ), med relevanta lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.3, ska krav i SS-EN 1992-1-1 [47] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.4.1 och avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda.

#### 6.4.3 Exceptionella dimensioneringssituationer

För täthetskontroll avseende exceptionella dimensioneringssituationer ( $ULS_{LEAK-exc}$ ), med relevanta lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.4, ska krav i SS-EN 1992-1-1 [47] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.4.1 och avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda. För seismiska dimensioneringssituationer ( $ULS_{LEAK-exc,s}$ ) samt för stöt- och missillaster och brand tillkommer krav enligt kapitel 7, 8 och 9.

Dessutom bör det visas att tillräckliga marginaler finns för att undvika så kallade tröskeeffekter som skulle kunna leda till oacceptabla konsekvenser för anläggningen som helhet. Analysmetoder motsvarande de för mycket osannolika händelser kan då tillämpas.

#### 6.4.4 Mycket osannolika dimensioneringssituationer

För täthetskontroll avseende mycket osannolika dimensioneringssituationer ( $ULS_{LEAK-dec}$ ), med relevanta lastkombinationer enligt avsnitt 4.3.5, är det tillfyllest om krav i SS-EN 1992-1-1 [47] med ändringar och tillägg enligt avsnitt 6.4.1 och avsnitt 6.6 visas vara uppfyllda. Andra tillvägagångssätt såsom exempelvis *best estimate*-metoder enligt vad som anges i avsnitt 3.4.3 kan vara tillämpliga. För seismiska dimensioneringssituationer ( $ULS_{LEAK-dec,s}$ ) samt för stöt- och missillaster och brand tillkommer krav enligt kapitel 7, 8 och 9.

### 6.5 Krav i brottgränstillståndet, deformationer och vibrationer

Det ska visas att konstruktiva rörelsefogar vars funktion förutsätts vid dimensioneringen av byggnadskonstruktionerna ej sluts till följd av den sammanlagda effekten av deformationer och vibrationer.

Komponenter installerade i byggnaden kan vara känsliga för byggnadsdeformationer inkluderande relativdeformationer mellan olika infästningspunkter. Krav på begränsning av byggnadsdeformationer anges i anläggningsspecifika dokument.

Verifiering av i byggnaden installerade komponenter för uppkomna vibrationer utförs i den omfattning som är nödvändig enligt anvisningar i SAR. Denna utvärdering behandlas ej i DNB. Emellertid ger kapitel 7 anvisningar vad gäller dynamisk analys i samband med jordbävning, vilka även kan utgöra vägledning vid dynamisk analys för andra globala vibrationslaster.

Dessutom bör det visas att tillräckliga marginaler finns för att undvika så kallade tröskeeffekter som skulle kunna leda till oacceptabla konsekvenser för anläggningen som helhet. Analysmetoder motsvarande de för mycket osannolika händelser kan då tillämpas.

---

<sup>41</sup> Se t. ex. YVL E.6 [64]

<sup>42</sup> Som vägledning kan användas de krav som anges i SS-EN 1992-3 [50] för täthetsklass 1

## 6.6 Dimensionering baserad på SS-EN 1992-1-1

### 6.6.1 Inledning

När SS-EN 1992-1-1 [47] åberopas i dimensioneringsanvisningarna ska den tillämpas i sin helhet med de ändringar och tillägg som anges nedan.

Notera att detta avsnitt som redovisar dimensionering baserad på SS-EN 1992-1-1 [47] även åberopas vid dimensionering av reaktorinneslutningen. Ändringar och tillägg som endast avser reaktorinneslutningen markeras speciellt.

### 6.6.2 Allmänt

Kapitel 1 i SS-EN 1992-1-1 [47], tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 6.6.2.1 Omfattning

*Avsnitt 1.1, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Modifieras enligt avsnitt 2.2 och 2.3.

Oarmerade betongkonstruktioner ingår ej.

SS-EN 1990 [37], SS-EN 1991, SS-EN 1997 [53] och SS-EN 1998 [54] tillämpas i den omfattning som anges i föreliggande rapport.

Lättballastbetongkonstruktioner ingår ej.

#### 6.6.2.2 Normativa hänvisningar

*Avsnitt 1.2, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Modifieras enligt avsnitt 2.4.

För armering åberopas SS 212540 [70]. För spännarmering åberopas SS 212551 [17], SS 212552 [18], SS 212553 [19] och SS 212554 [20].

#### 6.6.2.3 Förutsättningar

*Avsnitt 1.3, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Modifieras enligt avsnitt 2.5.

#### 6.6.2.4 Skillnaden mellan principer och råd

*Avsnitt 1.4, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Modifieras enligt avsnitt 2.6.

### 6.6.3 Grundläggande dimensioneringsregler

Kapitel 2 i SS-EN 1992-1-1 [47] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 6.6.3.1 Krav

*Avsnitt 2.1, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Utöver de hänvisningar som görs till SS-EN 1990 [37] gäller anläggningsspecifika krav enligt hänvisningar angivna i avsnitt 3.3. För laster och lastkombinationer hänvisas till kapitel 4.

#### 6.6.3.2 Principer för dimensionering i gränstillstånd

*Avsnitt 2.2, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Modifieras enligt avsnitt 3.5.

### 6.6.3.3 Grundvariabler

*Avsnitt 2.3, SS-EN 1992-1-1 [47]*

*Avsnitt 2.3.1:* För laster, lastkombinationer och tillhörande partialkoefficienter hänvisas generellt till kapitel 4.

*Avsnitt 2.3.1:* SS-EN 1991-1-1 [38], SS-EN 1991-1-2 [39], SS-EN 1991-1-3 [40], SS-EN 1991-1-4 [41], SS-EN 1991-1-5 [42], SS-EN 1991-3 [44] och SS-EN 1997 [53] tillämpas i den omfattning som anges i föreliggande dokument.

*Avsnitt 2.3.1:* Temperaturpåverkan, inverkan av sättning samt inverkan av krympning och krypning ska för säkerhetskritiska byggnader förutom för bruksgränstillståndet även beaktas i brottgränstillståndet för varaktiga, tillfälliga och exceptionella dimensioneringssituationer om det ej kan visas ha en försumbar inverkan. Inverkan av ovanstående effekter behöver för mycket osannolika dimensioneringssituationer samt för ej säkerhetskritiska byggnader endast beaktas om de är av väsentlig betydelse, t.ex. för konstruktioners täthet eller i stabilitetsfall där andra ordningens effekter är betydande. I övriga fall behöver effekterna inte beaktas, förutsatt att bärverksdelarnas duktilitet och rotationsförmåga är tillräckliga.

*Avsnitt 2.3.1.2 (2), 2.3.1.3 (3) och 2.3.2.2 (2):* Utnyttjande av plastisk duktilitet bör begränsas för byggnadskonstruktioner, gränstillstånd och dimensioneringssituationer där huvudsakligen elastiskt strukturbeteende förutsätts. Se avsnitt 6.6.6.1.

### 6.6.3.4 Verifiering med partialkoefficientmetoden

*Avsnitt 2.4, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Modifieras enligt avsnitt 3.8.

*Avsnitt 2.4.2.4 (1):* För mycket osannolika dimensioneringssituationer, se avsnitt 3.5.2, sätts partialkoefficienten för material till samma värden som för exceptionella dimensioneringssituationer (dvs. 1,2 för betong samt 1,0 för ospänd och spänd armering).

*Avsnitt 2.4.2:* Lastfaktorer för krympning och förspänning (spännkraft) väljes enligt kapitel 4.

*Avsnitt 2.4.2:* Lägre värde på  $\gamma_c$  och  $\gamma_s$  får ej användas.

*Avsnitt 2.4.3:* Laster och lastkombinationer väljes enligt kapitel 4.

### 6.6.3.5 Tilläggskrav för grundkonstruktioner

*Avsnitt 2.6, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Anm. 2 utgår vid kontroll av reaktorinneslutningen eftersom stycket är i strid med vad som anges i motsvarande avsnitt i ASME Sect III Div 2 [9].

### 6.6.3.6 Krav på infästningar

*Avsnitt 2.7, SS-EN 1992-1-1 [47]*

För infästningar i betong gäller SS-EN 1992-4 [51] med de ändringar och tillägg som anges i bilaga 6. Vidhäftande ankare och betongskruv är ej tillåtna för säkerhetskritiska betongkonstruktioner vid kärntekniska anläggningar<sup>43</sup>.

## 6.6.4 Material

Kapitel 3 i SS-EN 1992-1-1 [47] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

---

<sup>43</sup> I enlighet med ACI 349 [2].



#### 6.6.4.1 Betong

*Avsnitt 3.1, SS-EN 1992-1-1 [47]*

*Avsnitt 3.1.1 (2):* Lättballastbetong utgår, se avsnitt 6.1.

*Avsnitt 3.1.2:* Lägsta tillåtna hållfasthetsklass för övriga byggnadskonstruktioner bör ej väljas lägre än C25/30. För reaktorinneslutningen bör tillåtna hållfasthetsklass vara minst C40/50, men ej högre än C70/85.

*Avsnitt 3.1.2 (6):* Utnyttjande av ökad tryckhållfasthet vid tidpunkter senare än 28 dagar ska i första hand bestämmas utifrån provning utförd vid aktuell tidpunkt. Vägledning ges i bilaga 7. Formel 3.1 ska först tillämpas efter särskild prövning, där inverkan miljöaspekter samt osäkerhet i den tidsberoende extrapoleringen beaktas.

*Avsnitt 3.1.2 (9):* Utnyttjande av ökad draghållfasthet vid tidpunkter senare än 28 dagar ska i första hand bestämmas utifrån provning utförd vid aktuell tidpunkt. Vägledning ges i bilaga 7. Formel 3.4 ska först tillämpas efter särskild prövning, där inverkan miljöaspekter samt osäkerhet i den tidsberoende extrapoleringen beaktas.

*Avsnitt 3.1.4:* Avsnitt gällande krypning och krympning tillämpas så länge något annat ej visas vara riktigare.

#### 6.6.4.2 Armeringsstål

*Avsnitt 3.2, SS-EN 1992-1-1 [47]*

För armering åberopas SS 212540 [70].

*Avsnitt 3.2.2 (3):* Högsta tillåtna flytgräns är  $f_{yk} = 500$  MPa.

*Avsnitt 3.2.4:* Armeringsstålets duktilitet ska minst uppfylla klass B med minsta brottöjning och seghetskvot enligt bilaga C. För strukturdelen som dimensioneras för dynamisk last utöver seismisk påverkan, där ett duktilt strukturbeteende tillgodoräknas, kan armering med högre duktilitet behöva utnyttjas. Stötbelastning eller impulslaster av betydande storlek är exempel på när armering med högre duktilitet bör användas. För reaktorinneslutningar bör armering tillhörande klass C alltid användas.

Armeringsstångens diameter bör begränsas till maximalt 40 mm. Vid ett eventuellt införande av armeringsstänger med större diameter än 40 mm bör särskilda utredningar och provningar genomföras som bland annat inkluderar studier av armeringsstångens vidhäftning till betongen, betongens uppsprickning med tillhörande sprickvidder, armeringsskarvning samt förankring av armeringen.

*Avsnitt 3.2.7:* Värdet på dimensionerande gränstöjning  $\epsilon_{ud}$  begränsas för varmvalsad armering till det minsta av  $\epsilon_{uk} - 0,02$  eller  $0,9\epsilon_{uk}$ . För mycket osannolik dimensioneringssituation (dec) tillåts det högsta av  $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$  eller  $\epsilon_{uk} - 0,02$ .

#### 6.6.4.3 Spännarmering

*Avsnitt 3.3, SS-EN 1992-1-1 [47]*

För spännarmering åberopas SS 212551 [17], SS 212552 [18], SS 212553 [19] och SS 212554 [20].

*Avsnitt 3.3.2 (4):* Lina eller tråd med låg relaxation (klass 2) ska användas.

*Avsnitt 3.3.2 (6):* För reaktorinneslutningens spännkablar krävs enligt Subarticle CC-2424 i ASME Sect III Div 2 [9] att relaxationsegenskaperna fastställs genom provning.

*Avsnitt 3.3.2 (9):* Temperaturen har stor påvisad effekt på relaxationsförlusterna. Om stålets medeltemperatur över tid förväntas överstiga 35°C bör därför relaxationsförlusterna särskilt utredas.

## 6.6.5 Beständighet och täckande betongskikt

Kapitel 4 i SS-EN 1992-1-1 [47] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

### 6.6.5.1 Allmänt

*Avsnitt 4.1, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Utöver vad som anges i avsnitt 4.1 (5) i SS-EN 1992-1-1 [47] kan tillkommande anläggnings-specifika krav finnas på när infästningar ska utföras av korrosionsresistent material.

### 6.6.5.2 Täckande betongskikt

*Avsnitt 4.4.1, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Täckande betongskikt för spännkabelrör ska för reaktorinneslutningen ökas till  $c_{\text{nom}} = 100$  mm.

## 6.6.6 Bärverksanalys

Kapitel 5 i SS-EN 1992-1-1 [47] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

### 6.6.6.1 Allmänt

*Avsnitt 5.1, SS-EN 1992-1-1 [47]*

*Avsnitt 5.1.1 (6):* För säkerhetskritiska byggnadskonstruktioner bör i allmänhet eftersträvas ett huvudsakligen elastiskt strukturbeteende i bruksgränstillståndet samt i brottgränstillståndet för dimensioneringssituationerna tillfällig/varaktig och exceptionell, för lastpåverkan som ej inbegriper stöt- eller impulslaster. Endast viss plastisk omlagring vid bestämmande av snittkraftsfördelningen kan därför accepteras, om inte annat speciellt påvisas vara acceptabelt. Notera att en sådan omfördelning emellertid ej är tillåten för reaktorinneslutningen.

För samtliga seismiska dimensioneringssituationer bör emellertid endast linjärelastisk idealisering av strukturen tillämpas. För bassänger, tankar etc. med säkerhetskritiska täthetskrav ( $U_{\text{LSLEAK}}$ ) där tätheten primärt upprätthålls med hjälp av en invändig tätplåt, rekommenderas för dimensioneringssituationerna tillfällig/varaktig och exceptionell att en linjärelastisk idealisering tillämpas. Om viss plastisk omlagring ändå utnyttjas bör det tillses att armeringen närmast tätplåten ej plasticerar för fall då tätplåten är dragbelastad. Motsvarande rekommendationer som för bassänger med tätplåt ovan kan även användas när begränsning av sprickvidden är avgörande för att påvisa att konstruktionens täthetskrav uppfylls.

För temperaturlaster och andra typer av tvångskrafter kan emellertid hänsyn behöva tas till betongens uppsprickning, se avsnitt 3.7.1.2.

Rekommendationer i DNB vad gäller bärverksanalys sammanfattas i bilaga 8.

*Avsnitt 5.1.3:* För laster och lastkombinationer hänvisas till kapitel 4.

### 6.6.6.2 Linjärelastisk analys med begränsad omfördelning

*Avsnitt 5.5, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Vissa begränsningar har införts vad gäller tillämpningen av detta avsnitt, se vidare avsnitt 6.6.6.1.

### 6.6.6.3 Plastisk analys

*Avsnitt 5.6, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Vissa begränsningar har införts vad gäller tillämpningen av detta avsnitt, se vidare avsnitt 6.6.6.1.

#### 6.6.6.4 Icke-linjär analys

*Avsnitt 5.7, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Säkerhetsformatet vid nyttjande av icke-linjär analys måste tillses vara i linje med eurokoderna och EKS, för vidare information se till exempel avsnitt 5.7 och bilaga PP i SS-EN 1992-2 [49].

Icke-linjära analyser bör kompletteras med enklare överslag, analytiska beräkningar och rimlighetsbedömningar av resultatet, för att säkerställa att korrekta slutsatser dras avseende konstruktionens bärförmåga och respons.

I avsnitt 5.7 i SS-EN 1992-2 [49] ges följande anvisningar vad gäller nyttjande av icke-linjära analyser:

”Icke-linjär analysis får användas under förutsättning att modellen på ett tillfredsställande sätt täcker in alla brottmekanismer (t.ex. vid böjning, normalkraft, tvärkraft, tryckbrott påverkat av reducerad effektiv betonghållfasthet etc.) och att betongens draghållfasthet inte utnyttjas som primär lastbärande mekanism.

Om en analys inte är tillräcklig för verifiering av alla brottmekanismer, bör separata kompletterande analyser utföras.”

Såsom påpekas i avsnitt 9.6.3 i [32] bör speciellt beaktas svårigheten att på ett korrekt sätt direkt i analysen verifiera tvärkrafts- och genomstansningsbrott gentemot eurokodernas krav. Följande bör speciellt utredas:

- Svårigheten att på ett korrekt sätt prediktera skjuvbrott: Att försöka prediktera skjuvbrott direkt i analysen ställer mycket höga krav på analysmodellen. Det bör därför såväl teoretiskt som med hjälp av jämförelser med både analytiska beräkningar och provningsresultat visas att skjuvbrott predikteras på ett korrekt sätt. Jämförelserna bör då ske gentemot resultat för strukturer som liknar den som ska analyseras.
- Variabiliteten hos skjuvbrott: Variabiliteten hos kapaciteten för skjuvning är mycket större än för böjning, detta på grund av ett stort antal parametrar som man normalt ej tillräckligt noggrant, eller ej inte alls, tar hänsyn till i en icke-linjär analys. Eurokodernas kapacitetsekvationer tar däremot implicit hänsyn till denna variabilitet, som går ut- anför de rena partialkoefficienterna för materialhållfasthetsparametrar och lastvärden.

Det rekommenderas att istället jämföra i analysen framräknad skjuvpåkänning med tillåten skjuvpåkänning beräknad enligt relevanta avsnitt i SS-EN 1992-1-1 [47], på samma vis som görs för konventionella analyser.

#### 6.6.6.5 Förspända bärverksdelar och bärverk

*Avsnitt 5.10, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Schablonvärdet för  $\Delta\sigma_{p,ULS}$  tillämpas ej.

### 6.6.7 Bruksgränstillstånd (SLS)

Kapitel 7 i SS-EN 1992-1-1 [47] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 6.6.7.1 Begränsning av spänningar

*Avsnitt 7.2, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Spänningar i armering och spännarmering ska ej överskrida de rekommenderade värdena.

#### 6.6.7.2 Begränsning av sprickbredd

*Avsnitt 7.3, SS-EN 1992-1-1 [47]*

För reaktorinneslutningen bör betongsprickornas bredd begränsas oberoende av om aktuell exponeringsklass kräver det eller ej. Detta för att förhindra att oacceptabla töjningsnivåer uppstår

lokalt i tätplåten, och för att säkerställa tätplåtsförankringarnas antagna kapacitet (bärförmåga respektive deformation). Härvid bör acceptabla sprickbredder närmast tätplåten fastställas för aktuell tätplåtskonfiguration. Kontroll att maximalt tillåtna sprickbredder enligt ovan ej överskrids kan då göras för LK 5 med  $M_t$  motsvarande tryck- och temperaturnivåer gällande för provtryckningen.

### 6.6.7.3 Begränsning av deformationer

*Avsnitt 7.4, SS-EN 1992-1-1 [47]*

7.4.1 (3): Anläggningsspecifika krav på deformationer ska tillämpas i förekommande fall, se SAR och KFB samt projektspecifika dokument.

## 6.6.8 Brottgränstillstånd (ULS)

Kapitel 6 i SS-EN 1992-1-1 [47] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

### 6.6.8.1 Lokalt tryck

*Avsnitt 6.7, SS-EN 1992-1-1 [47]*

Vid dimensionering av reaktorinneslutningar och andra byggnadskonstruktioner med viktiga strålsäkerhetsfunktioner begränsas  $F_{Rdu}$  till  $2,0f_{cd}A_{c0}$ <sup>44</sup>.

## 6.6.9 Detaljutformning av armering och spännarmering – allmänt

Kapitel 8 i SS-EN 1992-1-1 [47] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

### 6.6.9.1 Allmänt

*Avsnitt 8.1, SS-EN 1992-1-1 [47]*

*Avsnitt 8.1 (1):* Enligt avsnitt 6.6.6.1 ställs krav på ett huvudsakligen elastiskt strukturbeteende vid seismiska dimensioneringssituationer. Regler angivna i kapitel 8 i SS-EN 1992-1-1 [47] anses därför tillämpliga även för seismiska effekter.

För andra typer av dynamiska laster kan reglerna som återges i kapitel 8 i SS-EN 1992-1-1 [47] vara otillräckliga. För strukturdela som dimensioneras för stötbelastning eller impulslaster, där duktilt strukturbeteende tillgodoräknas, skall placering och utformning av armeringsskarvar samt förankring av armering särskilt utredas. Vidare rekommenderas att konstruktionen om så är möjligt utförs dubbelarmerad med samma armeringsmängd på båda sidor, samt att armeringen ej avkortas.

*Avsnitt 8.1 (3):* Lättballastbetong ej tillämplig, se avsnitt 6.1.

## 6.6.10 Detaljutformning av bärverksdelar samt särskilda regler

Kapitel 9 i SS-EN 1992-1-1 [47] tillämpas med följande ändringar och tillägg.

### 6.6.10.1 Grundkonstruktioner

*Avsnitt 9.8, SS-EN 1992-1-1 [47]*

*Avsnitt 9.8.2.1 (2):* Oarmerad betong är ej tillämplig, se avsnitt 6.1. Runda grundplattor armeras i sin helhet, se anvisningar i SS-EN 1992-1-1 [47] kapitel 8 och 9.3.

---

<sup>44</sup> I enlighet med ACI 349 [2] och ASME Sect III Div 2 [9].

### **6.6.11 Kompletterande regler för förtillverkade betongelement och betongkonstruktioner**

Kapitel 10 i SS-EN 1992-1-1 [47]. DNB behandlar ej förtillverkade betongelement.

### **6.6.12 Bärverk av lättballastbetong**

Kapitel 11 i SS-EN 1992-1-1 [47]. Tillämpas ej.

### **6.6.13 Bärverk av oarmerad och lätt armerad betong**

Kapitel 12 i SS-EN 1992-1-1 [47]. Tillämpas ej.

### **6.6.14 Bilagor i SS-EN 1992-1-1**

#### 6.6.14.1 Modifiering av partialkoefficienter för materialegenskaper

Bilaga A i SS-EN 1992-1-1 [47], tillämpas ej.

#### 6.6.14.2 Krympning och krypning

Bilaga B i SS-EN 1992-1-1 [47], kan tillämpas.

#### 6.6.14.3 Armeringsegenskaper lämpliga att använda vid tillämpning av denna Eurocode

Bilaga C i SS-EN 1992-1-1 [47], tillämpas i sin helhet.

#### 6.6.14.4 Detaljerad metod för beräkning av relaxationsförluster i spännarmering

Bilaga D i SS-EN 1992-1-1 [47], kan tillämpas.

#### 6.6.14.5 Rekommenderade hållfastheter med hänsyn till beständighet

Bilaga E i SS-EN 1992-1-1 [47], ej tillämplig enligt EKS 10 [12].

#### 6.6.14.6 Formler för dragen armering vid plana spänningstillstånd

Bilaga F i SS-EN 1992-1-1 [47], kan tillämpas.

#### 6.6.14.7 Samverkan mellan byggnadsverk och undergrund

Bilaga G i SS-EN 1992-1-1 [47], kan tillämpas.

#### 6.6.14.8 Globala andra ordningens effekter i bärverk

Bilaga H i SS-EN 1992-1-1 [47], kan tillämpas.

#### 6.6.14.9 Analys av pelardäck och stabiliserande väggskivor

Bilaga I i SS-EN 1992-1-1 [47], kan tillämpas.

#### 6.6.14.10 Detaljutformning i speciella fall

Bilaga J i SS-EN 1992-1-1 [47], kan tillämpas.

## **6.7 Materialkvaliteter och produkter**

CEN (European Committee for Standardization) ger ut europastandarder bland annat vad gäller betongkonstruktioner. CEN-standardernas beteckning börjar med EN. Vissa europastandarder

införs av SIS (Swedish Standards Institute) även som svenska standarder. Dessa har beteckningen SS-EN. Vidare finns svenska standarder som ej baseras på EN, de betecknas SS. I undantagsfall hänvisas även till standarder från ISO (International Organization for Standardization), ISO eller SS-ISO.

Standarderna kan delas in i följande kategorier:

- Konstruktionsstandard
- Materialstandard
- Produktstandard
- Utförandestandard
- Provningsstandard

Dessa standarder kan i sin tur indelas i 4 olika nivåer:

1. Standarder för strukturell säkerhet och påverkan på strukturer, i synnerhet grundläggande krav på tillförlitlighet och hållbarhet
2. Standarder avseende dimensionering och detaljutformning
3. Material-, produkt- och utförandestandarder
4. Standarder avseende provning

I Tabell 6.1 redovisas en sammanställning av de grundstandarder (minimikrav) som bör tillämpas för övriga byggnadskonstruktioner. Sammanställningen följer den indelning av standarder på olika nivåer som anges ovan, och är i enlighet med de krav som ställs i EKS 10.

Därutöver bör projektspecifikt tilläggskrav vad gäller kvalitetssäkring, kvalitetskontroll och spårbarhet specificeras i enlighet med de kvalitativa krav som kopplar till respektive kvalitetsklass enligt 3.2.2 och Tabell 3.1.

**Tabell 6.1 – Sammanställning av grundstandardre (minimikrav).**

NIVÅ 1 Standarder avseende strukturell säkerhet och påverkan på strukturer										
NIVÅ 2 Standarder avseende dimensionering och detaljutförande										
NIVÅ 3 Material-, produkt- och utförande- standarder										
NIVÅ 4 Standarder avseende provning										
SS-EN 1990 Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärvärk SS-EN 1991 Laster på bärvärk										
SS-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader SS-EN 1992-1-2 Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-2: Allmänna regler – Brandteknisk dimensionering										
SS-EN 13670 Betongkonstruktioner - Utförande SS 137006 Betongkonstruktioner - Utförande - Tillämpning av SS-EN 13670 i Sverige										
BETONG	ARMERINGSSTÅL OCH SPÄNNARMERING									
SS-EN 206 Betong – Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse SS 137003 Betong - Användning av EN 206 i Sverige										
SS-EN 197 Cement	SS-EN 12620 Ballast för betong	SS-EN 1008 Vatten för betong-tillverkning	SS-EN 450 Betong - Tillsatsmedel - Flygaska	SS-EN 934 Tillsatsmedel till betong	SS-EN 10080 Armeringsstål SS 212540 Produkt-specifikation för SS-EN 10080	(EN 10138) SS-212551 SS-212552 SS-212553 SS-212554 Spänn-armering	SS-EN 447 Bruk för injektering av foderör SS-EN 446 Injektering av foderör - Utförande	SS-EN 523 Foderör av speciallindad stålplåt avsedda för spännkablar	ISO 15835-1 Reinforcement couplers for the mechanical splices of bars Part 1: Requirements	SS-EN ISO 17660 Svetsning av armeringsstål
SS-EN 196 Cement - Provning	SS-EN 933 Ballast	ISO 7150 Water quality	SS-EN 451 Provning av flygaska för betong	SS-EN 480 Tillsatsmedel till betong - Provning	SS-EN ISO 15630 Armeringsstål och stål för spännarmering - Provningmetoder	SS-EN 445 Bruk för injektering av foderör - Provning	SS-EN 524 Foderör av speciallindad stålplåt - Provning	ISO 15835-2 Reinforcement mechanical couplers Part 2: Test methods		





## 7. Dimensionering med avseende på jordbävning

### 7.1 Inledning

Skandinavien kan utifrån ett övergripande perspektiv anses vara ett område med låg seismisk aktivitet. Emellertid finns det en zon längs den norska och svenska västkusten där cirka 20 jordskalv med magnituden  $M > 5$  enligt Richter-skalan har registrerats under de senaste 300 åren. Det finns även ett stråk längs Norrlandskusten och ett antal förkastningszoner i Lappland med en betydande seismisk aktivitet till följd av postglaciala landhöjningar efter den senaste inlandsisens avsmältning för cirka 10 000 år sedan.

Utvecklingen av säkerhetsmedvetandet inom den svenska kärnkraftsindustrin under 1970-talet medförde efter hand en ökad förståelse för att seismiska laster måste hanteras inom kravbilderna för kärntekniska anläggningar. I dimensioneringsföreskrifterna för de senaste uppförda kärnkraftsanläggningarna, Oskarshamn 3 och Forsmark 3, infördes därför krav på beaktande av jordbävningens last. Dessa anläggningar dimensionerades för en maximal markacceleration av 0.15g horisontellt och 0.10g vertikalt med markresponsspektra enligt USNRC RG 1.60 [74]. Vid uppförandet av CLAB etapp 1 på 1980-talet ingick samma kravbild i dimensioneringsföreskrifterna för speciellt viktiga säkerhetssystem, exempelvis bränsleförvaringsbassängerna.

I syfte att ta fram markskakningsförlopp att användas vid säkerhetsanalys av de svenska kärnkraftsanläggningarna genomfördes under 1980-talet ett samarbetsprojekt mellan dåvarande Statens kärnkraftsinspektion (SKI) och de svenska kraftbolagen. Resultatet av detta arbete presenterades i SKI Technical Report 92:3 [60]. I denna rapport redovisas markresponsspektra för typiska svenska bergförhållanden vid olika överskridandenivåer uttryckt i antal händelser/år ( $1 \cdot 10^{-5}$ ,  $1 \cdot 10^{-6}$  och  $1 \cdot 10^{-7}$ ), baserat på data från Japan och USA som modifierats till lokala seismologiska och geologiska förhållanden i Sverige.

Inom ramen för de stora moderniseringsprogram som genomförts under de senaste decennierna vid de svenska kärnkraftverken har omfattande modifieringar införts för att anläggningarna ska kunna upprätthålla erforderliga barriärer och säkerhetsfunktioner i händelse av en jordbävning. Härvid har byggnadsstrukturer och utrustning som måste fungera vid en jordbävning analyserats för en jordbävning motsvarande en sannolikhet för överskridande av en gång på 100 000 år (en årlig överskridandefrekvens av  $1 \cdot 10^{-5}$ ) enligt SKI Technical Report 92:3 [60].

I samband med de europeiska stresstesterna efter Fukushima-händelsen 2011 har vissa speciellt betydelsefulla säkerhetskritiska byggnadskonstruktioner, framförallt reaktorinneslutningar och bränslebassänger, även kontrollerats för jordbävning med en årlig överskridandefrekvens motsvarande  $1 \cdot 10^{-7}$  enligt SKI Technical Report 92:3 [60].

SKI Technical Report 92:3 [60] genomgick en granskning av ENSREG [15] inom ramen för de europeiska stresstesterna. Granskningsgruppen noterade att jordbävningsskatalogen omfattade observationer i Skandinavien endast 500 år tillbaka i tiden och att paleoseismiska data helt saknades trots att det ständigt pågår aktiva postglaciala rörelser i den svenska berggrunden. Vidare kunde man konstatera att SKI Technical Report 92:3 [60] togs fram under 1980-talet och att jordbävningsskatalogen därför endast innehöll data från inträffade jordbävningar fram till början av 1980-talet. En annan slutsats från ENSREGs granskning var att man rekommenderade medlemsländerna i Europa att åtminstone varje tionde år se över sina anläggningsspecifika bedömningar av faran från naturfenomen. Härvid avses exempelvis nytillkommen kunskap i form av förbättrade metoder för probabilistiska bedömningar av seismiska faran (PSHA), uppdaterade skalvkataloger, nya mätdata från inträffade jordbävningar, nyupptäckta aktiva förkastningszoner, etc.

## 7.2 Tillämpliga normer, regelverk och handböcker

### 7.2.1 Eurokod 8

SS-EN 1998-1:2004; Eurokod 8 [54] gäller vid dimensionering och konstruktion av byggnader och anläggningar i seismiska områden i Europa. Huvudsyftet med denna standard är enligt SS-EN 1998 [54] avsnitt 1.1.1 att säkerställa att människoliv skyddas, skador begränsas och att byggnader viktiga för allmänhetens säkerhet förblir driftsmässiga.

Det ska observeras att SS-EN 1998 [54] endast innehåller tilläggskrav för seismiska områden utöver de krav som anges i övriga tillämpliga delar av eurokoderna. SS-EN 1998 [54] är alltså att betrakta som ett kompletterande regelverk till de övriga eurokoderna.

En viktig begränsning av SS-EN 1998 [54] är att den, på samma sätt som för övriga delar av eurokoderna, formellt inte gäller för kärnkraftverk, offshore-anläggningar och stora dammkonstruktioner.

Enligt SS-EN-1998 [54], Bilaga NA avsnitt 2.1 har Boverket inte funnit det nödvändigt att utge några föreskrifter eller allmänna råd avseende reglerna för seismisk påverkan i SS-EN 1998 [54], eftersom denna Europastandard endast torde komma till användning i Sverige i mycket särskilda fall och då fordras specialkompetens. Vägverket anger sin ståndpunkt i SS-EN-1998 [54], Bilaga NA avsnitt 2.2. Man anser att vid dimensionering av bärverk i Sverige behöver jordbävning inte beaktas eftersom övriga delar av eurokoderna normalt säkerställer bärverkets bärförmåga, stadga och beständighet för de nivåer på jordbävning som skulle kunna uppkomma i Sverige.

Förutsättningarna för byggnadskonstruktioner vid kärnkraftsanläggningar i Sverige avviker emellertid från vad som gäller för broar, konventionella anläggningar och industribyggnader. Exempelvis inrymmer byggnadskonstruktioner vid kärnkraftverk utrustning med viktiga säkerhetsfunktioner för förhindrande av skadlig omgivningspåverkan och för skydd av människors liv och hälsa med avseende på olyckshändelser med mycket lägre sannolikhet för inträffande än vad som behöver beaktas för vanliga byggnadsverk i Sverige. En sådan osannolik händelse är jordbävning. SSM anger också specifikt i SSMFS 2008:17 [68] att kärnkraftsreaktorer i Sverige ska vara dimensionerade för att motstå effekterna av en jordbävning.

Dimensioneringsfilosofin i SS-EN-1998 [54] baseras på att byggnadskonstruktionerna ska uppta energi genom olinjär materialrespons i svängningsförloppet. Detta möjliggörs av en duktil design med detaljerade krav på armeringsutformning i betongkonstruktioner. Dock tillåts enligt SS-EN-1998 [54], avsnitt 5.2.1(2) att betongkonstruktioner under vissa förutsättningar dimensioneras såsom s.k. icke-dissipativa bärverk, d.v.s. utan beaktande av materialets icke-linjära egenskaper. Därvid kan man bortse från specifika krav på duktil armeringsutformning och dimensioneringen kan i övrigt genomföras utifrån de vanliga bestämmelserna för betongkonstruktioner enligt SS-EN 1992-1-1 [47].

Sammanfattningsvis kan det konstateras att SS-EN-1998 [54] formellt sett inte är tvingande för användning i Sverige och att det inte heller finns specificerat nationella parametrar som möjliggör framtagning av dimensionerande markresponsspektra för design. Vidare är SS-EN-1998 [54] otillräcklig för verifiering av de speciella byggnadsrelaterade säkerhetsfunktioner som gäller vid kärntekniska anläggningar.

### 7.2.2 IAEA Safety Standards

IAEA har tagit fram ett stort antal säkerhetsstandarder som omfattar kärnsäkerhet, strålsäkerhet, transportsäkerhet och avfallssäkerhet. Dessa standarder avspeglar internationell konsensus om vad som kan sägas utgöra en hög och tillförlitlig säkerhetsnivå för skydd av människor och miljö från skadliga effekter av joniserande strålning.

Den äldsta säkerhetsguiden för seismisk dimensionering är IAEA Safety Guide NS-G-1.6 [22] från 2006. De senaste riktlinjerna för bedömningar av den seismiska faran och utvärdering av förlägningsplatser finns i IAEA SSG-9 [29], IAEA NS-G- 2.13 [26] och IAEA NS-R-3 [27].

### 7.2.3 WENRA Guidance Documents

Organisationen WENRA utgörs av ett nätverk av de ledande kärnkraftsmyndigheterna i Europa. Med utgångspunkt från grundvalarna i IAEAs säkerhetsstandarder är det huvudsakliga syftet med WENRAs verksamhet att förbättra kärnsäkerheten och minska onödiga skillnader i synsätt mellan de europeiska länderna.

De europeiska stresstesterna fokuserades på tre huvudsakliga ämnesområden som direkt kunde härledas från lärdomarna av Fukushima-katastrofen. Ett av dessa ämnesområden avsåg allvarliga konsekvenser av naturfenomen, exempelvis jordbävning, tsunamier och extrema väderförhållanden. I den slutliga rapporten från de europeiska stresstesterna rekommenderades att WENRA, som har kapacitet att mobilisera den bästa tillgängliga expertisen i Europa, skulle ta fram detaljerade riktlinjer för säkerhetsbedömningar av svåra naturfenomen. Vägledning för WENRAs säkerhetsreferensnivåer och tillämpningsanvisningar för befintliga reaktorer finns presenterade i [84], för naturfenomen i allmänhet i [85], samt specifikt för jordbävningar i [86].

### 7.2.4 ASCE Standards

ASCE har publicerat ett antal handböcker som behandlar olika aspekter avseende modellering och analys av strukturella dynamiska system.

ASCE 4-16 [6] är en standard som anger minimikrav och acceptabla metoder för jordbävninganalys av kärntekniska anläggningar. Denna standard ger en heltäckande kravbild av beräkningsprocessen vid seismisk bärverksanalys inklusive hur indata ska tas fram för verifiering av säkerhetssystem monterade i byggnaden. ASCE 4-16 [6] täcker i princip in alla tillämpliga krav i Regulatory Guides och Standard Review Plan utgivna av USNRC, exempelvis RG 1.61 [75], RG 1.92 [76], SRP 3.7.1 [81] och SRP 3.7.2 [82] och ger dessutom en mer omfattande bakgrundsinformation till kravbilderna, jämfört med vad som anges i de officiella USNRC-dokumenterna.

ASCE 4-16 [6] ger mer stingenta och robusta krav på strukturella analysmetoder, under beaktande av de strängare krav som finns för kärntekniska anläggningar, jämfört med vad som gäller i standarder för konventionella byggnader, som till exempel i Eurocode 8 [54].

ASCE 43-05 [7] redovisar seismiska dimensioneringskriterier som är strängare än vad som anges i vanliga nationella byggnadsstandarder.

Handböckerna ASCE 4-16 [6] och ASCE 43-05 [7] utgör tillsammans ett väletablerat ramverk för seismisk design och analys, i enlighet med erkända ingenjörsmässiga principer.

### 7.2.5 ACI 318 och ACI 349

ACI 318 [1] föreskriver minimikrav för alla typer av ordinära byggnader i USA. Dessa byggnader består företrädesvis av momentupptagande ramkonstruktioner som är dimensionerade för ett elastiskt strukturbeteende för alla laster och lastkombinationer utom för jordbävning, då olinjär analys accepteras vid dimensionering. För att möjliggöra att konstruktionerna kan ta upp inelastiska effekter under lastväxlingsförloppet vid en jordbävning, ställs det i ACI 318 [1], kapitel 21 speciella detaljkrav på armeringsutformningen. I ACI 318 [1] avsnitt 21.1.1.1 anges explicit att kraven i kapitel 21 endast behöver uppfyllas om de dimensionerande jordbävninglasterna har bestämts under antagande om energiupptagning via olinjär strukturrepons. För lågseismiska områden behöver kraven i kapitel 21 inte tillämpas utan de vanliga kraven i övriga kapitel av ACI 318 [1] anses ge tillräcklig robusthet hos konstruktionen.

ACI 349 [2] är framtagen för dimensionering av säkerhetskritiska byggnadskonstruktioner vid kärntekniska anläggningar. Dessa byggnadskonstruktioner består till största del av bärande konstruktioner av typ skivväggar och grova bjälklagskonstruktioner. Byggnadskonstruktionerna är dimensionerade för ett elastiskt strukturbeteende för samtliga laster och lastkombinationer (utom för speciella missil- eller impulslaster) inklusive kombinationer som innehåller den dimensionerande jordbävningen (DBE). Huvudanledningen till valet av typ av bärande system och den elastiska dimensioneringsprincipen är förstås att tillförsäkra kärntekniska byggnadskonstruktioner en robust design med höga säkerhetsmarginaler.

Trots att de flesta byggnadskonstruktioner vid kärntekniska anläggningar alltså är dimensionerade för huvudsakligen elastiskt strukturbeteende, har i ACI 349 [2], kapitel 21 ändå minimikraven på armeringsutformning för områden med hög seismisk risk enligt ACI 318 [1], kapitel 21 införts. Den viktigaste anledningen till detta är, utöver att få ett så konsistent regelverk som möjligt mellan ACI 318 [1] och ACI 349 [2], att tillförsäkra en ytterligare säkerhetsmarginal för den osannolika händelsen att en jordbävning större än den dimensionerande DBE inträffar.

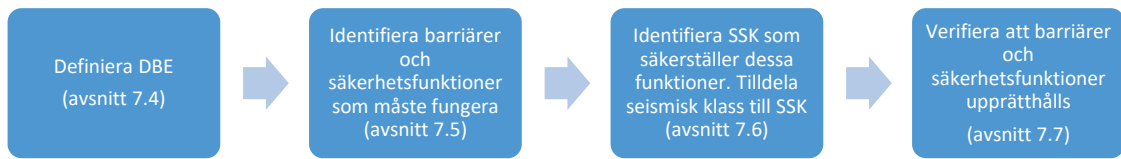
### 7.3 Arbetsprocess för seismisk säkerhetsverifiering

En seismisk säkerhetsverifiering av SSK med betydelse för säkerheten kan allmänt sett genomföras utifrån följande fyra delsteg, se Figur 7.1 för DBE, respektive Figur 7.2 för DEE:

1. Definiera den dimensionerande jordbävningen Design Basis Earthquake (DBE) i H4 alternativt Design Extension Earthquake (DEE) i händelseklass H5. Se vidare avsnitt 7.4.
2. Identifiera de barriärer och säkerhetsfunktioner som måste upprätthållas vid DBE, alternativt konsekvenslindrande utrustning vid DEE. Se vidare avsnitt 7.5.
3. Identifiera de SSK som säkerställer dessa funktioner. Tilldela seismisk klass till respektive SSK. Se vidare avsnitt 7.6.
4. Verifiera att barriärer och säkerhetsfunktioner upprätthålls under och efter en jordbävning, alternativt att de konsekvenslindrande systemen kan lösa sina uppgifter. Se vidare avsnitt 7.7.

Processen beskriver arbetsflödet utifrån ett övergripande perspektiv, för byggnadskonstruktioner såväl som för system och komponenter. I denna rapport avgränsas emellertid beskrivningen av säkerhetsverifieringen till i huvudsak vad som gäller för byggnadskonstruktioner.

Arbetsprocessen kan i mån av tillämplighet även användas för andra typer av olyckshändelser av dynamisk karaktär, exempelvis flygplanskrasch, explosion, lyftmissöde eller missiler.



Figur 7.1 – Arbetsprocess för seismisk säkerhetsverifiering vid DBE.



Figur 7.2 – Arbetsprocess för seismisk säkerhetsverifiering vid DEE.

## 7.4 Definiera jordbävningen DBE alternativt DEE

### 7.4.1 Jordbävning DBE

I IAEA SSR 2/1 [31] anges att dimensioneringsförutsättningarna för ett kärnkraftverk ska beakta sådana naturfenomen, inklusive jordbävning, som kan påverka säkerheten vid anläggningen. Vidare framgår av WENRA Guidance document [85] att naturfenomenens konsekvenser ska analyseras inte endast för bränslet i reaktortanken utan även för bränsle i förvaringsutrymmen och annat radioaktivt material som finns inom anläggningsområdet.

I WENRA Guidance dokument [86] beskrivs effekterna av en jordbävning inom samlingsuttrycket *seismotectonic hazards*, fritt översatt *seismotektoniska faror*. Seismotektoniska faror kan omfatta såväl direkta markvibrationseffekter som markbrott av typ exempelvis förkastningar, jordskred och *liquefaction* (ett vätskeliknande tillstånd som kan uppstå i vissa jordarter). Eventuella risker för markbrott behandlas i separata geotekniska utredningar utifrån de lokala förutsättningarna för anläggningsområdet. I det följande behandlas endast effekter av markvibrationer till följd av seismiska vågor som propagerar från jordbävningens källa upp genom marklagren.

Benämningen *DBE* står för *Design Basis Earthquake* (dimensionerande jordbävning) och definieras i form av ett *Uniform Hazard Spectra (UHS)* som skapas med stöd av erkända *Probabilistic Seismic Hazard Assessments (PSHA)* metoder. UHS genereras för vald markskakningsparameter (exempelvis spektralaccelerationer) och utifrån en specificerad årlig överskridandefrekvens. Detta görs baserat på data utvisande seismiska faran utifrån de geologiska och seismologiska förhållandena som gäller för det aktuella anläggningsområdet.

I IAEA Safety Guide NS-G-1.6 [22] anges att den dimensionerande jordbävningen DBE (betecknad SL-2 i [22]) ska motsvara en årlig överskridandefrekvens i intervallet  $1 \cdot 10^{-4}$  -  $1 \cdot 10^{-5}$  vid median konfidensnivå (50%-fraktilen). I IAEA Safety Guide NS-G-1.6 [22] och i IAEA SSG-9 [29] anges även att oberoende av de lokala seismologiska och geologiska förhållandena ska den maximala markaccelerationen (PGA) uppgå till minst 0,1g i fritt fält (*free-field*).

Inom ramen för de europeiska stresstesterna, slog ett granskningsteam från ENSREG [15] fast att yttre händelser, inklusive jordbävning, ska hanteras för händelser motsvarande en återkomsttid av minst 10 000 år (en årlig överskridandenivå av  $1 \cdot 10^{-4}$ ). För vissa regioner är emellertid accelerationsnivåerna mycket små vid denna målnivå och därför rekommenderar ENSREG på samma sätt som IAEA att man alltid måste använda en årlig överskridandefrekvens som ger en horisontell PGA minst lika med 0,1 g.

WENRA har i sina Guidance Document [85] och [86] år 2016 sammanfattat kraven på DBE utifrån vad som framkommit efter de europeiska stresstesterna:

1. DBE ska motsvara en årlig överskridandefrekvens  $\leq 1,0 \cdot 10^{-4}$ . Konfidensnivån ska vara minst median (50% fraktilen).
2. Oberoende av den årliga överskridandefrekvenser måste horisontell PGA vara  $\geq 0,1g$ .

Dessa två krav kan sägas utgöra gällande internationell praxis för definition av DBE vid kärntekniska anläggningar.

Som anges i 14§ i SSMFS 2008:17 [68] ska kärnkraftsreaktorer vara dimensionerade att motstå naturfenomen och andra händelser som uppkommer utanför eller inne i anläggningen och som kan leda till en radiologisk olycka. I kommentarerna till 14§ i SSMFS 2008:17 [68] anges att jordbävning är ett sådant naturfenomen som bör beaktas. Formellt gäller SSMFS 2008:17 [68] för kärnkraftsreaktorer, men som framgår av WENRA Guidance document [85] konsekvenser av naturfenomen, inklusive jordbävning, beaktas även för anläggningar som förvarar använt kärnbränsle. Detta är också i linje med hur svensk praxis utvecklats. Numera måste yttre händelser, inklusive jordbävning, beaktas för alla typer av kärntekniska anläggningar, för vilka fastställda maximalt tillåtna radiologiska utsläppsnivåer kan överskridas i händelse av en olycka.

#### 7.4.2 Jordbävning DEE

Frågeställningar som kan hänföras till svåra olyckshändelser utanför dimensioneringsförutsättningarna i händelseklass H4 har accentuerats efter Fukushima-olyckan 2011. IAEA SSR 2/1 [31] anger att man ska analysera kapaciteten hos anläggningen att motstå olika typer av mycket osannolika händelser. Härvid ska man säkerställa att anläggningen antingen kan förhindra eller motstå händelsen alternativt mildra konsekvenserna vad gäller radiologisk omgivningspåverkan. Mycket osannolika händelser ska behandlas i designprocessen för anläggningen, med målsättningen att kunna visa att de radioaktiva utsläppen begränsas till strålsäkerhetsmyndighetens fastställda maximalt acceptabla värden.

WENRA har gett ut anvisningar på lämpliga metoder för hantering av mycket osannolika händelser i ett antal tillämpningsdokument, bland annat WENRA Guidance document [83], [85] och [86]. I dessa dokument benämns sådana händelser *DEC*, *Design Extension Conditions*. För specifikt jordbävninglasten betecknas denna *DEE*, *Design Extension Earthquake*.

Storleken på DEE bestäms enligt praxis oftast antingen i form av en generell förstöringsfaktor på DBE-lasten alternativt i form av ett UHS med en lägre årlig överskridandefrekvens än DBE. Enligt IAEA Safety Guide NS-G-1.6 [22] och IAEA SSR-2/1 [31] måste man även visa att det inte uppstår några tröskeeffekter (*cliff-edge effects*) i förhållande till DBE-lasten, d.v.s. att en liten ändring av en ingångsparameter vid dimensionering inte ger upphov till ett abrupt försämrat tillstånd för anläggningen, se vidare avsnitt 7.7.7.2.

Jordbävningnivån för de byggnadskonstruktioner system och systemdelar för vilka robusthet måste visas för en mycket osannolik jordbävning i händelseklass H5 bestäms av SSM.

### 7.5 Identifiera erforderliga barriärer och säkerhetsfunktioner

För att kunna definiera vilka säkerhetssystem som måste upprätthållas under och efter en jordbävning måste man först identifiera vilka barriärer och säkerhetsfunktioner som finns vid anläggningen.

De övergripande strålsäkerhetsmålen för kärntekniska anläggningar är att förhindra radiologiska olyckor och olovlig hantering av kärnämne eller kärnavfall. Dessa säkerhetsmål uppnås genom att innesluta och säkra kontroll över radioaktiva ämnen i respektive anläggning, samt att förhindra, motverka och lindra effekten av händelser som kan medföra förlust av inneslutning eller kontroll.

Anläggningarnas övergripande säkerhet uttrycks i begreppet djupförsvär. Djupförsvärsprincipen innebär att man utgår från att fel kan inträffa i den tekniska utrustningen, i samband med mänskligt handhavande och i aktiviteterna att konstruera, bygga och driva anläggningen, och att man givet dessa omständigheter skapar förutsättningar för att säkerheten kan upprätthållas.

Radiologiska olyckor förebyggs genom en robust grundkonstruktion i vilken ingår flera tillförlitliga barriärer, samt ett för respektive anläggning anpassat djupförsvär. Övriga säkerhetsprinciper syftar till att säkerställa djupförsväret, skydda barriärerna samt lindra konsekvenserna av händelser som kan leda till att barriärer genombröts.

Respektive anläggnings barriärer och säkerhetsfunktioner ska framgå av SAR för anläggningen. Identifieringen av anläggningens barriärer och säkerhetsfunktioner ligger som grund för den seismiska klassningen enligt avsnitt 7.6.

## 7.6 Seismisk klassning

### 7.6.1 Inledning

SSK i anläggningen ska indelas i seismiska klasser baserat på vilka strålsäkerhetsfunktioner som måste upprätthållas under och efter en jordbävning. De grundläggande principerna för seismisk klassning beskrivs i avsnitt 3.2.5 i förbindelse med den övergripande säkerhetsklassningen.

### 7.6.2 Historisk utveckling av principerna för seismisk klassning

De ursprungliga principerna för seismisk klassning togs fram i USA i en första version av USNRC RG 1.29 [73] år 1972. Upplägget då var helt deterministisk i form av en lista med specificerade system motsvarande den generation av kärnkraftverk som fanns vid den tiden. Klassningsmetodiken har emellertid, speciellt under de senaste 10-20 åren, utvecklats i en riktning mot ett mera generellt angreppssätt med fokus på den radiologiska säkerhetsbetydelsen hos respektive säkerhets-SSK. Denna utveckling har bland annat inneburit att i den senaste versionen av USNRC RG 1.29 [73] från år 2016 refererar man till de rekommendationer om seismisk klassning som finns redovisat i IAEA Safety Guide NS-G-1.6 [22] från 2006. Regelverket YVL Guide i Finland hade ursprungligen ett likartat upplägg som USNRC, men i samband med byggnationen av den senaste generationen av kärnkraftverk i Finland uppdaterade man år 2013 regelverket för seismisk klassning i YVL Guide B.2 [62] till att också bli mer fokuserat på säkerhetsbetydelsen i enlighet med IAEA Safety Guide NS-G-1.6 [22].

Den praxis som tillämpats i Sverige har i princip inte ändrats sedan man för första gången dimensionerade kärnkraftverk för jordbävningenslast i samband med uppförandet av Oskarshamn 3 och Forsmark 3 i slutet av 1970-talet. Den svenska praxisen baseras på tre seismiska klasser (klass I, P och N). Beteckningarna på klasserna representerar olika krav på att vissa funktioner ska uppfyllas; klass I = aktiv funktion, klass P = passiv funktion (oftast bärande funktion eller mekanisk integritet), samt klass N som avser övriga SSK för vilka varken aktiv eller passiv funktion erfordras, emellertid finns krav att SSK i klass N inte får vedervåga funktionen hos SSK i klass I och P.

En uppenbar brist i den svenska praxisen är att beteckningar och principer inte är tillfredställande koordinerade med internationella riktlinjer. En annan brist är att klass N kan uppfattas som otydlig på så sätt att den egentligen avser alla SSK som inte är klass I och P, alltså inte endast de SSK som riskerar att vedervåga klass I och P, utan även alla andra SSK även de som inte riskerar att vedervåga känsliga komponenter. Detta kan innebära att klassningsarbetet blir otydligt och att de vedervågningsriskabla N-komponenterna som kan kräva mycket robusta konstruktionslösningar inte blir identifierade i klassningsprocessen.

I detta sammanhang kan det vara intressant att betrakta den seismiska klassningen i YVL-Guide. Man har där tre klasser (S1, S2A och S2B), där anordningar i S1 ska upprätthålla sin integritet, täthet, funktion och geometrisk form i händelse av en DBE, antingen samtliga egenskaper eller

i vissa fall endast någon av dessa. Seismisk kategori S1 gör alltså ingen direkt åtskillnad mellan aktiv och passiv funktion som i den svenska praxisen.

När det gäller kategori S2A och S2B kan dessa sammantaget sägas motsvara klass N enligt den svenska praxisen. I YVL Guide B.2 [62] är man emellertid tydlig med att kategori S2A endast omfattar SSK som vid förlust av funktion, exempelvis lastbärande funktion, alternativt förlust av funktion som medför brand eller översvämning, kan medföra att viktiga säkerhetsfunktioner för SSK i seismisk klass S1 vedervågas. S2B däremot, avser endast SSK utan någon säkerhetsfunktion och som inte riskerar att vedervåga komponenter i kategori S1.

### 7.6.3 Metodik för seismisk klassning

Utifrån en systematiserad process med utgångspunkt från den övergripande säkerhetsklassningen och de däri identifierade barriärerna och säkerhetsfunktionerna, kan man identifiera de säkerhets-SSK som är säkerhetskritiska med avseende på att kunna föra anläggningen till ett säkert sluttillstånd vid den dimensionerande jordbävningen. Med stöd av den seismiska klassningen kan man även identifiera acceptanskriterier för respektive krav som måste uppfyllas, samt om respektive säkerhetsfunktion kan sägas vara aktiv eller passiv till sin natur. Observera att det kan finnas SSK som inte alls ingår i den övergripande säkerhetsklassningen utan som är helt specifika för den seismiska klassningen.

Dessutom måste följande typer av följdfel som kan uppstå på grund av jordbävningen beaktas, i mån av tillämplighet för respektive anläggning:

- Brand
- Översvämning
- Läckage från bassänger
- Hanteringsmissöde
- Bortfall av dieselaggregat
- Missiler (d.v.s. nedfallande föremål)
- Bortfall av yttre nät

Dessa följdfel måste hanteras via de system som upprätthåller respektive säkerhetsfunktion, d.v.s. dessa system måste alltså vara dimensionerade för att fungera efter jordbävningen.

Det oberoende enkelfel som bedöms vara mest försvarande ska ansättas vid analysen. Säkerhetsfunktionerna ska vara tåliga mot enkelfel vid alla händelser till och med händelseklass H4. Vid händelser i händelseklass H5 ska de aktiva komponenter som tillhör de konsekvenslindrande systemen och som erfordras för att hålla utsläppsnivåer under acceptanskriterier vara tåliga mot enkelfel, enligt 9§ i SSMFS 2008:17 [68].

I detta sammanhang ska även nämnas att lyftmissöde, kollision eller jordbävning kan förorsaka s.k. förlorad lastkontroll, vilket innebär att en last tappas eller välter.

Observera att seismisk klassning ska göras både för DBE och DEE.

Såsom resultat av den seismiska klassningen erhålls för DBE en seismisk klassningslista över de säkerhets-SSK vilkas funktion eller barriär erfordras under och efter jordbävningen, samt de SSK vilka vars bortfall eller förlust av bärförmåga skulle kunna vedervåga barriärers och säkerhetsfunktioners förmåga att fungera vid en jordbävning. För respektive sådan seismiskt klassad SSK anges dessutom vilken seismisk klass som gäller, med tillhörande kvantifierade acceptanskriterier. Motsvarande gäller för konsekvenslindrande utrustning vid DEE.

Baserat på vad som framgår av omvärldsanalysen i avsnitt 7.6.2 införs här ett klassningssystem som både tar tillvara uppdelningen av aktiva respektive passiva funktioner i separata klasser enligt den tidigare svenska praxisen, såväl som den ändamålsenliga uppdelningen i YVL Guide B.2 [62] av S2-komponenter i två klasser. Vidare definieras här en seismisk klassningsbeteckning enligt upplägget i YVL Guide B.2 [62], men samtidigt införs klassbeteckningen *Se* istället för *S* för att undvika sammanblandning mellan den övergripande säkerhetsklassningen och den



seismiska klassningen. Då erhålls fyra seismiska klasser (Se1A, Se1B, Se2A och Se2B) enligt nedan med några illustrerande exempel i Tabell 7.1

- Seismisk klass Se1A:  
Tillämpas för system, komponenter och anordningar vars aktiva funktion erfordras under eller efter en jordbävning. Med *aktiv funktion* avses att systemet, komponenten eller anordningen ska kunna vara i drift under eller efter jordbävningen. Byggnader eller byggnadsdelar med krav på täthet och geometrisk form under och efter en jordbävning tillhör också denna klass.
- Seismisk klass Se1B:  
Tillämpas för byggnader, byggnadsdelar, system, komponenter och anordningar som inte tillhör Seismisk klass Se1A men vilka vars passiva funktion måste upprätthållas under och efter en jordbävning. Med *passiv funktion* avses den mekaniska integriteten hos tryck- eller kraftbärande system och anordningar och den lastbärande funktionen hos byggnader och byggnadsdelar.
- Seismisk klass Se2A:  
Tillämpas för byggnader, byggnadsdelar, system, komponenter och anordningar som inte tillhör seismisk klass Se1A eller Se1B, men vilka vars förlust av lastbärande funktion, mekanisk integritet eller annan typ av funktion kan äventyra funktionen hos utrustning som tillhör seismisk klass Se1A eller Se1B.
- Seismisk klass Se2B:  
Alla övriga byggnader, byggnadsdelar, system, komponenter och anordningar vid anläggningen och som inte har några krav på upprätthållande av funktion under eller efter en jordbävning.

**Tabell 7.1 – Seismisk klassning. Exempel på funktionskrav.**

Seismisk klass	Strukturer	System	Komponenter	
	Byggnadskonstruktioner	Rörssystem	Pump/ventil	Elutrustning
Se1A	Täthet	Aktiv funktion <sup>1)</sup>	Aktiv funktion	Aktiv funktion
Se1B	Bärande funktion	Mekanisk integritet	Mekanisk integritet	-
Se2A	Får inte vedervåga SSK i seismisk klass Se1A och Se1B	Får inte vedervåga SSK i seismisk klass Se1A och Se1B	Får inte vedervåga SSK i seismisk klass Se1A och Se1B	Får inte vedervåga SSK i seismisk klass Se1A och Se1B
Se2B	Inga jordbävningsskrav	Inga jordbävningsskrav	Inga jordbävningsskrav	Inga jordbävningsskrav

1) Avser här exempelvis förmåga att släppa fram vatten eller ånga.

#### 7.6.4 Acceptanskriterier och tillämpliga regelverk

Som anges i paragraf 2.16 och 2.23 i IAEA Safety Guide NS-G-1.6 [22] ska för varje anordning som ansätts en seismisk klass, funktionskrav tydligt definieras med tillhörande acceptanskriterier som ska gälla för dimensioneringssituationer som inkluderar DBE. Med acceptanskriterier avses fastställda värden på dimensioneringsparametrar för exempelvis täthet, maximal förskjutning, maximal lastbärande utnyttjandegrad, etc.. I vissa fall kan det vara acceptabelt att fastställda acceptanskriterier för fysiska barriärer reduceras något, med villkoret att konsekvenserna för anläggningens säkerhetsfunktioner utreds i detalj.

Som framgår av paragraf 2.14 och 2.16 i IAEA Safety Guide NS-G-1.6 [22] ska anordningar som ingår i *Seismic Category 1* (motsvarande seismisk klass Se1A eller Se1B enligt ovan) behandlas i överensstämmelse med den högsta säkerhetsklassen för anläggningen och dimensioneras, installeras och underhållas i överensstämmelse med de strängaste nationella kraven för nukleära anläggningar.

Enligt paragraf 2.19 i IAEA Safety Guide NS-G-1.6 [22] ska anordningar som ingår i *Seismic Category 2* (motsvarande seismisk klass Se2A enligt ovan) följa vedertagen praxis för dimensionering, installation och underhåll enligt nukleära tillämpningar. För de konstruktionsarbeten som krävs för att Se2A-anordningar inte ska kunna vedervåga anordningar i seismisk klass Se1A eller Se1B kan lägre säkerhetsmarginaler accepteras än vad som krävs enligt nukleär standard, under förutsättning att sannolikheten för påverkan på anordningarna i de högre klasserna kan anses vara mycket liten.

För anordningar i seismisk klass Se2B finns inga krav på tålighet mot jordbävningsslast och dessa anordningar kan dimensioneras enligt standarder för icke-nukleära anläggningar, exempelvis enligt eurokoderna/EKS för byggnadskonstruktionerna.

Som anges i paragraf 21 i SSMFS 2008:17 [68] ska de detaljerade kvalitets- och funktionskraven för anordningarna i anläggningen styras via säkerhetsklassningens underliggande klasser, exempelvis mekanisk kvalitetsklass, elektrisk funktionsklass och seismisk klassning. Dessa detaljerade kvalitets- och funktionskrav styrs vanligtvis via det regelverk som anvisas för respektive klass. Den mekaniska kvalitetsklassen och den elektriska funktionsklassen styrs direkt av den övergripande säkerhetsklassningen. Detta direkta samband finns inte på samma sätt för den seismiska klassningen, men vissa riktlinjer kan erhållas utifrån vad som anges här ovan i relation till IAEA Safety Guide NS-G-1.6 [22].

Byggnadsdelar i seismisk klass Se1A och Se1B och som utgör del av reaktorinneslutningen hänförs till säkerhetsklass 2 (Sä2) enligt avsnitt 3.2.2. Detta innebär att kvalitetsklass 2 (Kv2) bör tillämpas, med dimensionering enligt DNB och med högsta tilläggskrav på robusthet. Byggnadskonstruktioner i övrigt i seismisk klass Se1A och Se1B kan kategoriseras till säkerhetsklass 3A (Sä3A) med kvalitetsklass 3A (Kv3A), vilket innebär att dimensionering genomförs enligt DNB med mildare krav på utökad robusthet.

Byggnader och byggnadsdelar i seismisk klass Se2A, alltså strukturer som vid felfunktion under en jordbävning kan vedervåga SSK i seismisk klass Se1, bör hänföras till säkerhetsklass 3B (Sä3B) med kvalitetsklass 3B (Kv3B). Detta innebär att dimensionering kan genomföras enligt DNB, utan några specifika tilläggskrav.

För byggnader och byggnadsdelar i seismisk klass Se2B gäller inga seismiska krav och kan därför hänföras till säkerhetsklass 4 (Sä4) med följd att nationella regelverk (EKS) för ordinära anläggningar utan radiologisk omgivningspåverkan kan användas.

För detaljerad information om samband mellan seismisk klass, säkerhetsklass och resulterande kvalitetsklass, se Tabell 3.1.

## 7.7 Verifiering av att säkerhetsfunktionerna upprätthålls

### 7.7.1 Allmänt

Verifiering av en anläggnings förmåga att stå emot en jordbävning kan ske genom användning av endera av följande metoder eller en kombination av dem:

- Erfarenhetsbaserade metoder
- Proving
- Beräkningar och strukturanalyser

Erfarenhetsbaserade metoder används i första hand när det finns behov av att utvärdera befintliga byggnadskonstruktioners förmåga att tåla jordbävninglast. Dessa metoder kan användas för anläggningar där jordbävning inte ingick som en last i de ursprungliga dimensioneringsförutsättningarna, såväl som för anläggningar som dimensionerats för en viss jordbävningmagnitud, men där man i ett senare skede önskar verifiera den för en högre magnitud, se vidare avsnitt 7.7.8.

Provning av komponenter sker på skakbord enligt fastställda rutiner och för utrustning som är svår att verifiera med andra metoder. Vanligtvis gäller detta elkomponenter samt komponenter och enheter till styrsystem.

Den helt dominerande metoden för säkerhetsverifiering av byggnadskonstruktioner är numerisk simulering med användning av dynamiska strukturanalyser. I avsnitt 7.7.2 - 7.7.5 behandlas krav och förutsättningar för denna typ av verifieringsmetoder.

Laster på byggnadskonstruktioner som uppkommer till följd av jordbävning betecknas som olyckslaster ( $E_{DBE}$  respektive  $E_{DEE}$ ) i avsnitt 4.2.3 och 4.2.4. Dimensionerande lastkombinationer med avseende på seismisk last i kombination med andra samverkande laster behandlas i avsnitt 4.3.4 och 4.3.5.

Det finns två olika dimensioneringssituationer:

- Exceptionell seismisk dimensioneringssituation (jordbävning-DBE)
- Mycket osannolik seismisk dimensioneringssituation (jordbävning-DEE)

Dessa kan för byggnadsdimensioneringen kategoriseras enligt Tabell 7.2.

**Tabell 7.2 - Kategorisering av dimensioneringssituationerna**

Händelse	Dimensioneringssituation	Händelseklass	Gränstillstånd
Jordbävning - DBE	Exceptionell, seismisk	H4	ULS-exc,s
Jordbävning - DEE	Mycket osannolik, seismisk	H5	ULS-dec,s

### 7.7.2 Övergripande principer för seismisk dimensionering

Enligt vad som redovisats i avsnitt 7.2.5, kan ACI 349 [2] tillämpas vid dimensionering av säkerhetskritiska byggnadskonstruktioner vid kärntekniska anläggningar. En grundläggande dimensioneringsprincip i ACI 349 [2] är att tillförsäkra konstruktionen elastisk respons för samtliga lastkombinationer inklusive de där jordbävning ingår.

De detaljerade kraven på arrangemang av armering i kapitel 21 i ACI 349 [2] har likartat syfte som motsvarande krav i avsnitt 5 av SS-EN-1998 [54], nämligen att säkerställa en duktil armeringsutförning. Emellertid rekommenderar SS-EN-1998 [54] s.k. icke-dissipativa bärverk för lågseismiska områden, som exempelvis Sverige. Detta innebär att bärverk då dimensioneras för jordbävning på samma sätt som för andra laster enligt SS-EN 1992-1-1 [47] och att duktilitet med tillhörande komplicerad armeringsutförning inte utnyttjas, se även avsnitt 7.2.1. Det är därför rimligt att ansätta en dimensioneringsstrategi för byggnadskonstruktioner vid svenska kärntekniska anläggningar enligt följande.

För reaktorinneslutningar gäller dimensionering enligt ASME Section III, Div 2 [9], enligt vad som anges i kapitel 5. Därmed tillförsäkras reaktorinneslutningen en elastisk design för jordbävninglast och även en duktil armeringsutförning som säkerställer robusthet för en mycket osannolik jordbävning utanför dimensioneringsförutsättningarna.

För övriga byggnadskonstruktioner i seismisk klass Se1A och Se1B gäller att dessa dimensioneras så att elastiskt strukturbeteende erhålls vid DBE. De seismiska lasterna hanteras därmed på

konventionellt sätt i enlighet med principerna för exceptionella dimensioneringssituationer enligt SS-EN 1992-1-1 [47] och i kapitel 6. Ingen speciell armeringsutformning enligt principerna i ACI 349 [2] eller SS-EN-1998 [54] erfordras, förutsatt att det med linjärelastiska analyser kan visas att inga tröskeffekter uppstår för en jordbävning med en högre magnitud än (DBE), i enlighet med avsnitt 2.39 i IAEA Safety Guide NS-G-1.6 [22]. Detaljerade krav på dimensionering för jordbävning-DBE redovisas i avsnitt 7.7.6 och för jordbävning-DEE i avsnitt 7.7.7. Hela SS-EN-1998 [54] utgår och tillämpas endast då den speciellt åberopas.

### 7.7.3 Krav på analysmodeller

#### 7.7.3.1 Inledning

Till skillnad mot statiska lastfall då lastvärden bestäms oberoende av egenskaperna hos bärverket, är storleken av de seismiska lasterna direkt kopplat till bärverkets dynamiska egenskaper. Detta medför att kraven på den använda bärverksmodellen med tillhörande beräkningsanalyser måste vara betydligt större vid seismisk last än vid konventionella statiska beräkningar.

Kraven på strukturmodellering och analys i ASCE 4-16 [6] ger sammantaget mer stringenta och rigorösa regler än motsvarande i SS-EN-1998 [54]. ASCE 4-16 [6] används därför i det följande som huvudreferens för krav på modellering och analys.

#### 7.7.3.2 Materialvärden

Vid linjärelastiska jordbävningberäkningar, för beräkning av egenfrekvenser såväl som för beräkning av snittkrafter och deformationer i strukturen, används medelvärden av elasticitetsmodulen ( $E_{cm}$ ) enligt principerna i SS-EN 1992-1-1 [47], avsnitt 5.4. Värden på elasticitetsmodulen ( $E_{cm}$ ) beräknas enligt SS-EN 1992-1-1 [47], Tabell 3.1.

Rekommenderat värde på tvärkontraktionstalet ( $\nu$ ) är 0,2 för osprucken och 0 för sprucken betong, enligt SS-EN 1992-1-1 [47], avsnitt 3.1.3.

För eventuella olinjära beräkningar kan generella spännings-töjningssamband enligt SS-EN 1992-1-1 [47], avsnitt 3.1.5 tillämpas.

#### 7.7.3.3 Modellering av styvhet

Vid beräkning av styvheten hos ospruckna betongtvärsnitt kan man utgå från medelvärdet av elasticitetsmodulen ( $E_{cm}$ ). Om en linjärelastisk analys tyder på omfattande uppsprickning måste detta beaktas. Härvid fordras en kvalificerad bedömning av styvhetsreduktionen, varvid ASCE 4-16 [6], avsnitt 3.3.2 kan ge vägledning. En acceptabel metod att beakta egenskaperna hos uppsprucken betong är att reducera styvheten hos uppspruckna konstruktionsdelar enligt vad som anges i ASCE 4-16 [6], Tabell 3-2.

#### 7.7.3.4 Modellering av massfördelning

Den generella massfördelningen i den bärande byggnadskonstruktionen kan definieras direkt i strukturmodellen via de geometriska storheterna av de bärande elementen och materialets tyngd. I tillägg till massan av den bärande byggnadskonstruktionen kan en jämnt utbredd massa på respektive bjälklag av storleksordningen 250 kg/m<sup>2</sup> inkluderas. Denna tilläggs massa representerar diverse permanent monterad utrustning, rörsystem och kabelrännor enligt SRP 3.7.2 [82]. Enskilda tyngre installationer i anläggningen kan beskrivas som jämnt utbredda massor, alternativt som diskreta punktmassor.

Bärverksmodellen som används för beräkning av de seismiska lasteffekterna ska dessutom innehålla massan av de kvasipermanenta delarna av den variabla lasten ( $\psi_2 Q_k$ ). Tillämpliga värden på  $\psi_2$  för olika variabla laster kan erhållas från SS-EN 1990 [37] + EKS 10 [12], tabell A1.1 som

också visas i Tabell 4.2. Vad gäller den medverkande massan från den nyttiga lasten på bjälklagsplan i byggnaden bör valt värde tas fram utifrån en bästa bedömning, men ska inte underskrida 25 % ( $\psi_2 \geq 0,25$ ) av massan av den dimensionerande nyttiga lasten, enligt ASCE 43-05 [7], avsnitt 3.4.2.

### 7.7.3.5 Modellering av dämpning

Dämpning är ett mått på konstruktionens förmåga att absorbera energi vid dynamisk påverkan. Dämpningen är beroende av olika faktorer såsom typ av fogar och förbindningar mellan olika konstruktionsdelar, typ av material, betongens eventuella uppsprickning, samt storleken på spänningen som uppstår i konstruktionen.

Lasteffekter vid jordbävningspåverkan beräknas vanligtvis med modaldynamisk analysmetod eller med direkt integrationsmetod. Dämpningsvärden att använda vid dessa analysmetoder kan erhållas från ASCE 4-16 [6], tabell 3-1 för olika typer av material. I ASCE 4-16 [6], avsnitt 3.2.2 anges vidare de principer som är tillämpliga för dimensionering och strukturell verifiering av byggnadskonstruktioner respektive vid framtagning av sekundärresponspektra för analys av säkerhetskritiska installationer i byggnaden.

Principerna för definition av spänningsnivå 1 respektive 2 i ASCE 4-16 [6], avsnitt 3.2.2 är i allt väsentligt kompatibla med motsvarande principer i Reg. Guide 1.61 [75].

Spänningsnivå 1 bör normalt användas vid framtagning av ISRS i byggnaden. Eftersom den verkliga spänningsnivån i byggnadskonstruktionerna och därmed tillhörande dämpningsnivå är avgörande för storleken på ISRS, måste det till mycket robusta argument för att kunna motivera den högre spänningsnivå 2.

Spänningsnivå 2 kan alltid användas vid seismisk dimensionering av byggnadskonstruktioner. Anledningen till detta är att då spänningsnivå 2 enligt definitionen motsvarar ett tillstånd där konstruktionselementen är utnyttjade till mer än 50% uppnås denna nivå alltid eftersom man dimensionerar för ett tillstånd på gränsen till brott (brottgränstillstånd).

För dimensionering vid jordbävning DEE kan i samband med linjärelastiska beräkningar, under vissa förutsättningar, högre dämpning motsvarande spänningsnivå 3 nyttjas enligt avsnitt 3.2.2 i ASCE 4-16 [6]. I Tabell 7.2 återges dämpningsvärden för betongkonstruktioner för spänningsnivå 1-3.

**Tabell 7.3 – Dämpningsvärden för betongkonstruktioner (% av kritisk dämpning) enligt RG 1.61 [75] och ASCE 4-16 [6], med definition av spänningsnivå enligt ASCE 4-16 [6].**

Konstruktionsmaterial	Spänningsnivå 1	Spänningsnivå 2	Spänningsnivå 3
Slakarmerad betong	4 %	7 %	10 %
Spännarmerad betong	3 %	5 %	7 %

### 7.7.3.6 Modellering av hydrodynamiska effekter

Hydrodynamiska effekter av stora vattenvolymer i exempelvis bränsle- och hanteringsbassänger och kondensationsbassänger kan beaktas enligt ASCE 4-16 [6], avsnitt 3.6. Härvid avses både den påverkan som erhålls på byggnadens dynamiska egenskaper (egenfrekvenser) såväl som direkta resulterande dynamiska lasteffekter mot bassängernas ytterväggar och golv samt avskiljande väggar mellan olika bassängdelar.

## 7.7.4 Krav på analysmetoder

### 7.7.4.1 Allmänna krav

Följande metoder är de mest vanliga som används vid seismisk strukturanalys av säkerhetskritiska byggnadskonstruktioner vid kärntekniska anläggningar:

1. Tidshistoriemetod
2. Responsspektrummetod
3. Ekvivalent statisk metod

Krav vid användning av dessa metoder anges i följande avsnitt. Det finns även andra acceptabla metoder enligt vad som anges i ASCE 4-16 [6], avsnitt 4.1.

### 7.7.4.2 Tidshistoriemetod

Tidshistorieanalys kan genomföras med linjära eller olinjära analysmetoder.

Modal dynamisk tidshistorieanalys är den vanligaste linjära analysmetoden. Jordbävningen beskrivs då i form av accelerations-tidshistorier som indata. Krav på analysmetoden anges i ASCE 4-16 [6], avsnitt 4.2.

För fall där geometriska icke-lineariteter, som exempelvis glapp mellan konstruktionsdelar, har en signifikant inverkan på resultatet eller där materiella icke-lineariteter som exempelvis plastisering eller friktion uppstår kan olinjära tidshistoriemetoder användas. Krav på dessa metoder anges i ASCE 4-16 [6], avsnitt 4.7.

### 7.7.4.3 Responsspektrummetod

Med stöd av responspektrummetoden kan man beräkna den maximala responsen hos byggnaden då den exciteras med en jordbävning som definieras i form av ett markresponspektrum. Beräkningen av maxvärdena görs genom att kombinera de maximala responserna för de medverkande moderna. I ASCE 4-16 [6], avsnitt 4.3 redovisas krav på användning av responspektrummetoden.

Eftersom responspektrummetoden är baserad på modal superponering kan icke-linjär analys inte tillämpas. Emellertid kan förenklade metoder under vissa förutsättningar tillämpas för att approximativt beräkna den olinjära responsen med stöd av linjärelastisk analys. Krav på användning av sådana metoder finns redovisade i ASCE 4-16 [6], avsnitt 4.8, med tillämpliga energiabsorptionsfaktorer enligt Limit State D i ASCE 43-05 [7]. Det ska observeras att tillämpning av dessa approximativa metoder förutsätter att det finns duktil armeringsutförande inlagd i konstruktionerna, vilket inte är fallet vid de svenska kärntekniska anläggningarna. Dessa approximativa metoder bör begränsas till mycket speciella tillämpningar, exempelvis vid kontroll av cliff-edge effekter för viktiga konstruktionselement.

### 7.7.4.4 Ekvivalent statisk metod

Ekvivalenta statiska metoder för beräkning av lasteffekter i byggnadskonstruktioner vid jordbävningspåverkan tillåts ofta i nationella normer för enklare bärverk med huvudsakligen symmetrisk utformning och massfördelning. För mer komplexa byggnadsutförningar är metoden olämplig, likaså finns stora restriktioner för metodens tillämpning vid kärntekniska anläggningar. Generellt sett har de ekvivalenta statiska metoderna sitt huvudsakliga värde i enklare överslag och rimlighetsbedömningar av resultat från mer rigorösa dynamiska analyser. Kraven på användning av ekvivalenta statiska metoder för säkerhetskritiska byggnadskonstruktioner finns redovisade i ASCE 4-16 [6], avsnitt 4.5.

#### 7.7.4.5 Mark-struktur samverkan

I jämförelse med andra typer av dynamisk påverkan på byggnadskonstruktioner så utgörs jordbävningens lasten av rörelser i undergrunden snarare än en pålagd yttre last. Den effektiva lasten på byggnaden måste därför uttryckas i denna rörelse. Framtagna jordbävningens laster i form av frekvens-responsspektra alternativt syntetiska tidshistorier beskriver markens rörelse i fritt fält utan påverkan av byggnadens närvaro.

Beroende på jordbävningens lastens karakteristik, grundläggningsförhållande och strukturens dynamiska egenskaper kommer den verkliga rörelsen av byggnadsgrunden att avvika från rörelsen i fritt fält. För en lätt byggnad med böjvek grundkonstruktion placerad på berg eller på jordlager med hög styvhet blir avvikelser försumbar, eftersom denna byggnad transmitterar en liten andel energi till omgivningen via grunden. En tung byggnad med relativt sett styvare bottenplatta grundlagd på lösare jordlager har däremot en större förmåga att stråla ut energi till sin omgivning, vilket medför att rörelsen i byggnadens grundkonstruktion kan avvika kraftigt från rörelsen i fritt fält.

I det fall en väsentlig skillnad kan förväntas mellan markrörelsen i fritt fält och markrörelsen under påverkan från byggnaden hänvisas till ASCE 4-16 [6], avsnitt 5 för krav på analysmetoder för hantering av effekter till följd av mark-struktur interaktion.

Emellertid anges i ASCE 4-16 [6], avsnitt 5.1.1 att fast uppläggning (*fixed base*) kan ansättas under förutsättning att en kontroll görs att den resulterande egenfrekvensen för en fiktiv modell med en helt styv överbyggnad i kombination med diskreta fjädrar enligt ASCE 4-16 [6], tabell 5.1 alternativt tabell 5.2, överskrider den dominerande frekvensen i en modell med den aktuella strukturmodellen grundlagd på fast grund (*fixed-base*) med en faktor två (2). Om skjuvvågshastigheten > 2400 m/s i berggrunden kan en *fixed-base* beräkning antas utan ytterligare verifieringar.

#### 7.7.5 Krav på indata till subsystem analys

Dimensionering av konventionella byggnadskonstruktioner med avseende på seismisk påverkan omfattar i första hand beräkning av lasteffekter och kontroll av att den bärande konstruktionen har erforderlig bärförmåga. Vid kärntekniska anläggningar tillkommer även att ta fram indata för dimensionering eller verifiering av säkerhetssystem och komponenter i byggnaden, i form av sekundärresponsspektra (ISRS) eller sekundära tidshistorier i utvalda positioner i byggnaden, vanligtvis åtminstone på varje bjälklagsnivå. Detta ställer speciella krav på modelleringen av byggnaden som oftast är högre än vad som krävs vid byggnadsdimensioneringen. Vidare finns även krav på de procedurer som måste genomföras för att skapa belastningsunderlagen för de sekundära systemen. Sådana krav finns redovisade i ASCE 4-16 [6], avsnitt 6.

Den grundläggande analysprincipen vid framtagning av ISRS för jordbävning-DBE är att säkerställa ett elastiskt strukturbeteende, det vill säga att bärverksanalysen genomförs utifrån en linjärelastisk idealisering av strukturen. Syftet härvid är att uppfylla krav på generering av ett linjärelastiskt belastningsunderlag för verifiering av säkerhetskritiska system och komponenter monterade i anläggningen. Exempelvis är det ett absolut krav att aktiva komponenter (alltså komponenter som måste ändra tillstånd som en del av sin säkerhetsfunktion under en jordbävning) måste kvalificeras utifrån en linjärelastisk strukturidealisering.

#### 7.7.6 Dimensionering för jordbävning DBE

I avsnitt 7.4.1 redovisas hur den dimensionerande jordbävningen definieras för svenska kärntekniska anläggningar.

I avsnitt 7.5 redovisas principerna för identifiering av barriärerna och säkerhetsfunktionerna för respektive anläggning som underlag för den seismiska klassningen som beskrivs i avsnitt 7.6.

Kategorisering och definition av exceptionell seismisk dimensioneringssituation för jordbävning-DBE framgår av avsnitt 7.7.1 samt övergripande principer för exceptionella seismiska dimensioneringssituationer framgår av avsnitt 7.7.2.

I avsnitt 7.7.3 till 7.7.5 redovisas krav som gäller på analysmodeller och analysmetoder för seismisk analys och dimensionering.

Dimensionering av byggnadskonstruktioner i seismisk klass Se1A och Se1B genomförs för jordbävning-DBE i brottgränstillståndet ULS-exc enligt lastkombination för exceptionella seismiska dimensioneringssituationer i avsnitt 4.3.4. Dimensioneringen bör säkerställa ett elastiskt strukturbeteende i enlighet med tillämpliga delar av kapitel 5 för reaktorinneslutningen, respektive i kapitel 6 för övriga byggnadskonstruktioner. Med ”elastiskt strukturbeteende” avses här att bärverksanalysen genomförs utifrån en linjärelastisk idealisering av strukturen enligt avsnitt 6.6.6.1. Eventuell omfattande uppsprickning av betongen hanteras linjärelastiskt enligt principerna för styvhetsreduktion i avsnitt 7.7.3.3.

Under beaktande av att de befintliga svenska kärntekniska anläggningarna saknar duktil armeringsutformning är det rimligt att tillämpa den elastiska dimensioneringsprincipen för befintliga såväl som för nya byggnadskonstruktioner. I samband med kontrollberäkning av befintliga byggnadskonstruktioner som inte ursprungligen dimensionerats för jordbävning, kan lokala olinjära effekter i byggnadsdelar med seismisk klass Se1B accepteras enligt vad som anges på sidan 3.7.2-7 i SRP 3.7.2 [82], givet att det kan visas att erforderliga säkerhetsfunktioner upprätthålls och att andra byggnadskonstruktioner, system och komponenter i seismisk klass Se1A och Se1B inte vedervågas.

I enlighet med vad som anges i kapitel 5 och 6 bör tröskeleffekter undvikas. Härvid ska man specifikt kontrollera att tillräckliga säkerhetsmarginaler utöver DBE finns för sådana säkerhetskritiska SSK som skulle kunna medföra att tröskeleffekter uppstår i anläggningen som helhet, se vidare avsnitt 7.7.7.2.

För byggnader eller byggnadsdelar i seismisk klass Se2A kan viss plasticering och utnyttjande av duktilitet tillåtas i den omfattning som är möjlig med avseende på att inte vedervåga SSK i seismisk klass Se1A och Se1B. För byggnader i seismisk klass Se2B gäller formellt inga krav avseende täthet eller bärande funktion vid jordbävning.

Om spröda material ingår i säkerhetssystem i anläggningen tillåts inte att olinjära effekter utnyttjas i byggnadskonstruktionerna. För den händelse att aktiva komponenter i seismisk klass Se1A (komponenter som måste ändra tillstånd under jordbävningen som del av sin säkerhetsfunktion) ska kvalificeras tillåts inte heller att energiupptagning utnyttjas, enligt vad som anges i ASCE 43-05 [7], avsnitt 8.2.

## **7.7.7 Dimensionering för jordbävning DEE**

### **7.7.7.1 Allmänt**

DEE-jordbävningen definieras i avsnitt 7.4.2.

I avsnitt 7.5 redovisas principerna för identifiering av barriärerna och säkerhetsfunktionerna för respektive anläggning som underlag för den seismiska klassningen som beskrivs i avsnitt 7.6.

Kategorisering och definition av mycket osannolik seismisk dimensioneringssituation för jordbävning-DEE framgår av avsnitt 7.7.1.

För de konsekvenslindrande systemen, men även för speciellt viktiga säkerhets-SSK, ska kärntekniska anläggningar analyseras för en jordbävning DEE i händelseklass H5. Härvid ska en seismisk klassning på motsvarande sätt som för DBE göras, då med fokus på de konsekvenslindrande systemen och med hänsyn till eventuell reduktion av kapaciteten på barriärerna till följd av utnyttjande utöver dimensionerande kapaciteter. Härvid är det tillåtet att använda anpassade metoder baserade på *best estimate* värden.



Vid DEE kan, i samband med linjärelastiska beräkningar, under vissa förutsättningar eventuellt högre dämpning motsvarande spänningsnivå 3 nyttjas enligt vad som anges i avsnitt 7.7.3.5.

Byggnader och byggnadsdelar i seismisk klass Se1A och Se1B kontrolleras för jordbävning-DEE i brottgränstillståndet ULS-dec,s enligt lastkombination för mycket osannolik seismisk dimensioneringssituation i avsnitt 4.3.5. Dimensioneringen bör säkerställa ett elastiskt strukturbeteende i enlighet med tillämpliga delar av kapitel 5 för reaktorinneslutningen och kapitel 6 för övriga byggnadskonstruktioner. För reaktorinneslutningen visas indirekt erforderlig robusthet för en jordbävning utöver DBE, via den dimensionering som görs enligt ASME Sect III Div 2 [9] för jordbävning – DBE, enligt vad som anges i avsnitt 7.7.2. Eventuell kontroll för jordbävning – DEE erfordras därför inte, såvitt inte den seismiska marginalen ska kvantifieras. För befintliga byggnader i seismisk klass Se1B, för vilka seismisk last inte beaktats i den ursprungliga dimensioneringen, kan lokala olinjäriteter accepteras enligt vad som beskrivs i avsnitt 7.7.6.

I enlighet med vad som anges i kapitel 5 och 6 kan andra tillvägagångssätt vara tillämpliga.

Är nuklidinnehållet i aktuell byggnad mindre än acceptanskriteriet för maximal dos till omgivningen i H5 krävs ingen kontroll för DEE, givet att det inte finns några system i aktuell byggnad som verkställer konsekvenslindrande SSK i annan byggnad.

#### 7.7.7.2 Tröskeeffekter

Definitionen av tröskeeffekter (*cliff-edge effects*) är enligt IAEA SSR-2/1 [31] att man vid dimensionering för DBE-lasten ska skapa tillräckliga säkerhetsmarginaler för att skydda mot tröskeeffekter som innebär en plötslig övergång till ett försämrat anläggningstillstånd till följd av en liten avvikelse i en ingångsparameter.

Det ska observeras att tröskeeffekter endast behöver studeras för speciellt säkerhetskritiska SSK i anläggningen. Efter genomförd säkerhetsanalys och seismisk klassning identifieras de SSK som bedöms som speciellt viktiga för säkerheten och som vid förlust kan bringa anläggningen till ett kritiskt tillstånd med avseende på radiologisk omgivningspåverkan. För ytterligare information se WENRA dokument [83] och [84].

Kontrollen genomförs i praktiken på så sätt att man dimensionerar för en något högre last än DBE, uttryckt antingen i form av en faktor, typiskt 1,5 – 1.7, eller som ett markresponsspektra med en specificerad lägre årlig överskridandefrekvens. Härvid kontrolleras framförallt att inga spröda brottmoder uppkommer, varvid anpassade acceptanskriterier kan tillåtas.

Vid kontroll för tröskeeffekter kan en begränsad olinjär rotation i knutpunkter accepteras under förutsättning att erforderlig duktil armeringsutformning arrangeras. Emellertid accepteras ingen olinjär rotation för betongpelare, likaså tillåts inga spröda brottmoder i skjivning och tryck någonstans i byggnadskonstruktionerna, enligt ASCE 43-05 [7].

### 7.7.8 Seismisk verifiering av befintliga byggnadskonstruktioner

#### 7.7.8.1 Allmänt

Det är viktigt att skilja på seismisk dimensionering respektive seismisk utvärdering, i det avseende att seismisk dimensionering av SSK avser i första hand dimensioneringsskedet för en installation innan konstruktion och drift, medan säkerhetsutvärdering genomförs efter installationen är på plats. Seismisk dimensionering kan förstås också ske i samband med nyinstallation, ersättning eller uppgradering av en befintlig SSK. I samband med utvärdering av befintliga konstruktioner kan alternativa metoder tillämpas, exempelvis i överensstämmelse med IAEA NS-G- 2.13 [26].

Nukleära anläggningar som har dimensionerats i överensstämmelse med internationell praxis har som regel en inbyggd kapacitet att motstå större jordbävningar än vad som beaktats i dimensioneringsbasen. Denna ”inbyggda” robusthet beskrivs allmänt som ”seismic design margin” och är en direkt konsekvens av

- a. den konservatism som finns i de seismiska analysprocedurena,
- b. det faktum att andra laster än de seismiska har varit dimensionerande för ett stort antal av anläggningens SSK.

För de svenska kärntekniska anläggningarna (förutom Oskarshamn 3 och Forsmark 3 och CLAB etapp 1 och etapp 2) är det första argumentet (a) inte tillämpligt eftersom seismiska dimensioneringskrav inte ingick i den ursprungliga designen. I händelse av seismisk utvärdering av jordbävninglaster gäller det andra skälet (b) ofta för de svenska anläggningarna, framförallt för stålkonstruktioner, för vilka vind och snö oftast är dimensionerande, eller för reaktorinneslutningar, för vilka den dimensionerande övertryckslasten (LOCA) oftast skapar goda marginaler för de relativt måttliga seismiska lasteffekterna. På grund av det faktum att nukleära installationer är dimensionerade för ett brett spektrum av inre och yttre händelser utöver jordbävninglasten, varierar vanligtvis de seismiska dimensioneringsmarginalerna från fall till fall.

#### 7.7.8.2 Syftet med en seismisk säkerhetsutvärdering

Konstruktionerna i anläggningen är verifierade enligt gällande konstruktionsförutsättningar.

I överensstämmelse med internationell praxis ska systematiska säkerhetsbedömningar av kärntekniska anläggningar genomföras kontinuerligt över drifttiden, under beaktande av driftserfarenheter och signifikant annan typ av nytillkommen erfarenhet. Seismisk utvärdering av en befintlig kärnteknisk anläggning bör genomföras i händelse av något av följande:

- Indikation på att seismiska faran för den aktuella platsen är signifikant större än DBE, eftersom ny seismologisk data eller nya metoder för PSHA tillkommit.
- Myndighetskrav gällande exempelvis periodisk säkerhetsgranskning som ska beakta befintlig kunskap och de gällande förutsättningarna för anläggningen.
- Felaktig seismisk design, på grund av till exempel föråldrade och icke gällande konstruktionslösningar.
- Nya tekniska upptäckter, till exempel känslighet för utvalda SSKs.
- Ny erfarenhet från inträffade jordbävningar.
- Behov av att beakta prestanda för jordbävningar utanför designförutsättningarna, i syfte att visa att ingen signifikant brottmod uppstår för en jordbävning något högre än DBE, alltså att visa att inga tröskeleffekter uppstår.
- Som del av ett program för förlängd drifttid av anläggningen.

Det är viktigt att tydligt etablera syftet med den seismiska utvärderingen innan uppstart, eftersom det finns signifikanta skillnader i utvärderingsprocedurer och acceptanskriterier beroende på anledningen till utvärderingen. De viktigaste syftena med en seismisk säkerhetsutvärdering är

- att visa att det finns seismiska säkerhetsmarginaler utanför design samt konfirmera att det inte uppstår några tröskeleffekter.
- att identifiera svaga länkar i anläggningen och i driften, med avseende på seismisk last.
- att identifiera och prioritera möjliga uppgraderingar.

#### 7.7.8.3 Säkerhetsvärdering med avseende på DBE

Det är viktigt att framhålla att i princip samtliga säkerhetsrelaterade byggnadskonstruktioner vid de existerande svenska kärntekniska anläggningar dimensionerades under perioden från mitten av 1960-talet till början av 1980-talet, i enlighet med kraven i då gällande byggregelverk ”Bestämmelser för betongkonstruktioner” (BfB) för betongkonstruktioner och Staten Planverks

spännbetongnormer (SBN-S25:21) för spännarmerad betong. Stålkonstruktioner dimensionerades enligt då gällande Stålbyggnadsnormerna StBK-N1, N2 och N4.

Dimensioneringsfilosofin i BfB, SBN-S25:21 och StBK-N1, N2 och N4 baserades på principerna om specificerade "tillåtna påkänningar" för betong, armering och stål. Lastfallen definierades i kategorierna "ordinära lastfall", för vilka låga tillåtna spänningsvärden användes, medan 20% högre tillåtna värden kunde användas för exceptionella lastfall. Jordbävningsslaster var vid den här tiden inte inkluderade i dimensioneringsförutsättningarna. Kraven på mängd skjuvarmering var lägre i BfB än i nu gällande Eurokoderna, vilket begränsade tillgänglig duktilitet. Detta är i sin tur negativt i samband med kvalificering av befintliga byggnadskonstruktioner som inte är dimensionerade att motstå jordbävningsslaster.

Under beaktande av bristen på duktil armering i de befintliga svenska kärntekniska byggnadskonstruktionerna är det lämpligt att använda principen om "huvudsakligen elastisk design" som acceptanskriterium på samma sätt som gäller för nya byggnadskonstruktioner, och som redovisats i avsnitt 7.7.6. Det ska emellertid observeras att i avsnitt 7.7.6 anges även att i samband med kontrollberäkning av befintliga byggnadskonstruktioner som inte ursprungligen dimensionerats för jordbävning, kan lokala olinjära effekter i byggnadsdelar med seismisk klass Se1B accepteras under vissa förutsättningar.

En annan metod som kan vara lämplig vid verifiering av befintliga konstruktioner är *Seismic Margin Assessment (SMA)* som är en relativt väletablerad metod. En övergripande beskrivning av SMA-metoden finns exempelvis i avsnitt 5 IAEA NS-G- 2.13 [26].



## 8. Dimensionering med avseende på stöt- och impulslast

### 8.1 Allmänt

Eftersom stöt- och impulslast till sin karaktär skiljer sig väsentligt från övriga typer av laster verkande mot byggnadskonstruktioner behandlas dimensionering med avseende på stöt- och impulslast i ett eget kapitel.

Detta kapitel avser dimensionering med avseende på kända (postulerade) stöt- eller impulslast enligt kapitel 4 för vilka bärverket ska dimensioneras. Sådana laster klassificeras om inte annat anges som olyckslaster varvid dimensioneringen genomförs för tillämpliga exceptionella eller mycket osannolika dimensioneringssituationer. För mycket osannolika dimensioneringssituationer följer anvisningarna i detta kapitel vad som anges i kapitel 5 och 6 att det är tillfyllest om krav för olyckslast i tillämpliga normer uppfylls. Det ska noteras att andra tillvägagångssätt kan vara tillämpliga. I detta kapitel ges även vissa acceptanskriterier för konstruktioner för vilka säkerhetskritisk täthet ska påvisas. Det förutsätts då att tätheten säkras genom en invändigt placerad tätplåt.

SS-EN 1991-1-7 [43] behandlar endast stöt och inre explosion, men ej specifikt olyckslaster på grund av yttre explosioner, krigs- eller terroristhandlingar, eller kvarstående stabilitet hos byggnadskonstruktioner eller anläggningar utsatta för jordbävningar, brand etc. Därför refereras i DNB ej generellt till SS-EN 1991-1-7 [43]. Dimensioneringsanvisningarna i detta kapitel uppfyller ändå de principer som specificeras i SS-EN 1991-1-7 [43] för metoder baserade på kända olyckslaster för vilka bärverket ska dimensioneras. Så långt möjligt görs referenser till specifika avsnitt av SS-EN 1991-1-7 [43]. När SS-EN 1991-1-7 [43] ej ger tillräckliga anvisningar nyttjas andra referenser, då företrädesvis IAEA Safety Report Series No. 87 [28].

För vissa kontroller ges olika uppsättningar av acceptanskriterier beroende på vilken skadeomfattning som kan accepteras: Ytlig, måttlig respektive omfattande skada. Vilken skadeomfattning som maximalt kan tillåtas får avgöras från fall till fall. Hänsyn ska då tas till vilka strålsäkerhetsfunktioner byggnadskonstruktionen har och vilken inverkan på utrustning viktig för strålsäkerheten som förlust av bärförmåga eller täthet hos byggnadskonstruktionen har.

### 8.2 Lokal, semi-global respektive global kontroll

Normalt genomförs kontrollen av bärverket på olika nivåer vilka i föreliggande dokument betecknas lokal, semi-global respektive global kontroll. Det ska noteras att de olika nivåerna ej alltid kan anses vara frikopplade ifrån varandra. I vissa fall kan ett sådant antagande göras, men för andra fall måste vid studiet av bärverkets respons och energiabsorberande förmåga flera av nivåerna inkluderas i en och samma modell.

En förenklad analysmodell som tar hänsyn till alla de tre nivåerna redovisas i bilaga 1.C i [14], där en lokal utstött betongkon, en semi-global cirkulär brottlinjefigur hos den träffade betongpanelen samt den globala strukturens respons representeras med var sin fjäder och massa i ett olinjärt trefrihetsgradssystem.

Vidare kan den skada som inträffar på en nivå behöva beaktas vid kontroll på en annan nivå. Specifikt vid missilträff mot en platta (lokal kontroll) kan det skadade området vid genomförande av en semi-global kontroll för en samtidigt eller senare verkande impulslast fastställas enligt följande<sup>45</sup>: Det skadade området kan antas ha en maximal diameter motsvarande det minsta av 10 gånger missilens diameter eller 2,8 gånger kvadratroten ur väggens tjocklek angiven i meter.

---

<sup>45</sup> I enlighet med ASME Sect III Div 2 [9] CC-3931.

Oskadad konstruktion kan utan ytterligare utredning ansättas om tjockleken hos den träffade strukturen är minst 1,2 gånger den beräknade tjocklek som erfordras för att förhindra utstötning. Om skjuvarmering anordnas i konstruktionens tjockleksriktning kommer skadeområdet att begränsas betydligt och kan i många fall ignoreras.

### 8.2.1 Lokal kontroll

Med lokal kontroll avses studie av den skada som uppstår hos den träffade bärverksdelen i omedelbar anslutning till en missils islagsområde. I lokal kontroll ingår kontroller avseende fenomenen utstötning, penetration, perforering och genomstansning.

Utsötning avser utstötning av betong på baksidan av en betongkonstruktion träffad av en missil.

En missil som träffar en betongkonstruktion kan vid träffen studsa tillbaka, penetrera in i betongvolymen men stanna upp, eller perforera betongkonstruktionen och fara vidare. Vid penetration och perforering antas traditionellt att hålet i betongkonstruktionen är av samma storleksordning som missilens diameter. I vissa fall kan emellertid ett betongbrott uppstå som till sin karaktär motsvarar ett genomstansningsbrott, dvs. det uppstår ett konformat betongbrott (stympad kon) i hela eller delar av den träffade bärverksdelens tjocklek.

### 8.2.2 Semi-global kontroll

I denna typ av kontroll behandlas den träffade bärverksdelens (platta, balk, pelare etc.) respons för stöt- och impulslaster. I semi-global kontroll ingår verifiering av en bärverksdels böj deformation med tillhörande böjskjuvning samt kontroll avseende direkt skjuvning.

Brottnoden direkt skjuvning kan uppkomma på grund av att vågutbredningen i betongelementet initierar ett skjuvbrott. Direkt skjuvning karakteriseras av en snabb propagering av en nästan vinkelrät spricka igenom tvärsnittet. Sprickan uppträder ofta intill betongelementets upplag. Detta brott kan uppkomma även för betongelement som är armerade för böjskjuvning och då innan någon större böj deformation har utvecklats.

### 8.2.3 Global kontroll

I de fall bärverkets stabilitet kan äventyras måste dess globala respons studeras. Härvid ingår kontroll av stjälpning, lyftning och glidning, generella krav ges i avsnitt 5.5 och 6.3. Om det primära bärverkets delar samtidigt deformeras globalt för en impulslast bör även strukturelementens böj deformationer begränsas för att en global kollaps med säkerhet ska kunna undvikas. I den globala kontrollen ingår också att studera effekten av inducerade vibrationer på grund av missilträff eller impulslast, generella krav ges i avsnitt 5.7 och 6.5.

I detta kapitel behandlas endast kontroll avseende bärverkets globala böj deformationer.

## 8.3 Beskrivning av laster

Stöt- och impulslaster kan uppstå till exempel på grund av

- olika typer av missiler såsom trombgenererade missiler, rörbrottsmissiler, lossnande delar från roterande maskiner eller rämmande trycksatta behållare, missiler genererade vid flygplansstörtning eller påflygning (motorer, landningsställ och vrakdelar) och tappade tyngre föremål,
- flygplansstörtning eller påflygning (flygplanskroppen),
- rörbrottslaster och röstödsreaktionskrafter och
- invändig eller utvändigt explosion.

En schematisk sammanställning av exempel på olika typer av stöt- och impulslaster för olycks händelserna missilträff, rörbrott och explosion ges i Tabell 8.1.

Vid olika typer av kontroller kan stöt- och impulslaster behöva kategoriseras och beskrivas på olika vis. Följande kategorisering tillämpas i föreliggande dokument: Styva missiler, deformerbara missiler samt impulslaster.

I listan ovan kan första punkten normalt hänföras till kategorin styva missiler, andra punkten till deformerbara missiler och de resterande två punkterna till impulslaster. Vidare indelas stötlaster i kategorierna hård respektive mjuk stöt beroende på om huvudsakligen missilen eller den träffade strukturen absorberar stötenergin. Det bör noteras att gränstragningen mellan olika kategorier i detta sammanhang ej är knivskarp. När osäkerhet finns bör kontroller utföras under antagande av att lasten tillhör två olika angränsande kategorier.

**Tabell 8.1 – Schematisk sammanställning av exempel på olika typer av stöt- och impulslaster för olyckshändelserna missilträff, rörbrott och explosion.**

Olycks-händelse	Missilträff (inklusive rörbrott)		Rörbrott och explosion	
	Styv missil	Deformerbar missil		
Typ av last	Stöt, dynamisk	Impuls, dynamisk	Impuls, dynamisk	Ekvivalent statisk
Last-beskrivning	Massa, hastighet och tvärsnittsarea hos missilen, kan i vissa fall översättas till en kortvarig puls	Tryck, transient	Tryck, transient	Tryck

**Styva missiler** utgörs av en finit solid massa som är associerad med en begränsad mängd kinetisk energi träffande en begränsad lokal träffyta. Lasten definieras härvid av missilens diameter, massa och hastighet. **Deformerbara missiler** definieras såsom ovan, men också av missilens maximala deformationsmotsstånd. Baserat på dessa data kan en last-tidshistoria uppställas. Lokal kontroll genomförs i första hand för styva missiler, men en genomstansningskontroll kan emellertid även behöva göras för deformerbara missiler.

För semi-global kontroll anger SS-EN 1991-1-7 [43] två typer av stötlaster, **hård stöt** respektive **mjuk stöt**. För hård stöt upptas energin huvudsakligen av det stötande föremålet, medan för en mjuk stöt är bärverket utformat för att absorbera stötenergin genom plastisk deformation. För både hård och mjuk stöt kan lasten beskrivas såsom en puls bestämd av den maximala dynamiska interaktionskraften och pulsens varaktighet, verkande mot en begränsad träffyta. En rektangulär puls kan ansättas, men i förekommande fall kan en pålastningstid större än noll tillgodoräknas. Om bärverket är utformat för att absorbera stötenergin genom plastiska deformationer kan lasten för vissa analysmetoder istället beskrivas av missilens massa och hastighet.

För hård och mjuk stöt enligt ovan anges i SS-EN 1991-1-7 [43] bilaga C förenklade metoder att beskriva lasten. För fallen **stel konstruktion + linjär deformation av missilen** eller **elastiskt bärverk + stel missil** kan nedanstående uttryck användas för att bestämma lastpulsen.

Den maximala resulterande dynamiska interaktionskraften  $F$  ges av uttrycket:

$$F = v_m \sqrt{km}$$

$v_m$  = missilens hastighet vid islag

$k$  = missilens eller bärverkets ekvivalenta elastiska styvhet

$m$  = missilens massa

Kraften orsakad av missilen kan betraktas som en rektangulär puls mot bärverkets yta. I det fallet ges pulsens varaktighet av:

$$\Delta t = \sqrt{k/m}$$

Om missilen deformeras linjärt och har ett konstant tvärsnitt kan den ekvivalenta styvheten och massan beräknas enligt följande:

$$k = EA/L$$

$$m = \rho AL$$

$E =$  elasticitetsmodul

$A =$  tvärsnittsarean

$L =$  missilens längd

$\rho =$  missilens densitet

För fallet att **lokal krossning i islagsområdet dominerar för en styv missil** kan nedanstående metod tillämpas ([61]).

Den maximala resulterande dynamiska interaktionskraften  $F$  ges av uttrycket:

$$F = \frac{mv_m^2}{2x}$$

$v_m =$  missilens hastighet vid islag

$m =$  missilens massa

$x =$  missilens penetrationsdjup

Kraften orsakad av missilen kan betraktas som en rektangulär puls mot bärverkets yta. I det fallet ges pulsens varaktighet av:

$$\Delta t = \frac{2x}{v_m}$$

Antag en **deformerbar missil som träffar vinkelrätt mot en stel yta** på sådant sätt att missilen krossas endast i området närmast träffytan. Missilens deformationsmotstånd<sup>46</sup> vid krossningen bromsar då upp den återstående icke-deformerade delen av missilen. Den totala stötlasten är för detta fall summan av missilens deformationsmotstånd när den krossas och kraften som behövs för att bromsa upp massan av det träffande tvärsnittet. Följande uttryck, beroende av massdistributionen längs med missilen, missilens deformationsmotstånd när den krossas samt missilens hastighet, har ställts upp av Riera [35] för att bestämma lastfunktionen  $F(t)$  för en deformerbar missil:

$$F(t) = P_{cm}(x(t)) + m(x(t))v_m^2(t)$$

$P_{cm}(x(t)) =$  missilens deformationsmotstånd vid krossning

$m(x(t)) =$  missilens massa per längdenhet

$v_m(t) =$  missilens hastighet hos den icke deformerade delen

---

<sup>46</sup> Med deformationsmotstånd avses den kraft som krävs för att deformera missilen vid stöten, kraften kan variera med deformationen.



$$x(t)$$

= ursprunglig längd av den del av missilen som deformerats vid träffytan

Ett alternativ till ovanstående analytiska lösning är att modellera såväl den deformerbara missilen som den träffade strukturen i den finita elementmodellen såsom beskrivs i avsnitt 8.5.

**Impulslaster** beskrivs med hjälp av en last-tidshistoria eller ett tryck verkande på en specificerad yta. Impulslaster beaktas vid semi-global och i förekommande fall global kontroll. SS-EN 1991-1-7 [43] bilaga D anger metoder för bestämning av trycknivåer som uppstår vid invändiga explosioner (dammexplosioner, naturgasexplosioner och explosioner i väg- och järnvägstunnlar). Metoderna är ej alltid tillämpbara eftersom de avser andra typer av händelser än de som normalt behöver beaktas för kärntekniska anläggningar. Andra standarder, handböcker etc. måste därför ibland tillgripas för att fastställa impulslaster orsakade av invändiga eller utvändiga explosioner eller av andra inledande händelser vid en kärnteknisk anläggning. I IAEA Safety Report Series No. 87 [28] behandlas vissa typer av explosioner som kan vara aktuella. Generellt ingår följande steg för att bestämma lasteffekter på bärverk orsakade av explosioner:

- Identifiering av vilka typer av olyckshändelser som kan påverka bärverket.
- Prediktion av trycknivån i ostört område, dvs. trycknivån från explosionen vid tryckvågsubredning fritt i luften.
- Bestämning av resulterande last verkande mot bärverket.
- Bestämning av uppkomna lasteffekter med hänsyn tagen till byggnadskonstruktionens dynamiska respons.

Laster fastställs och kombineras i enlighet med de anvisningar som ges i kapitel 4.

## 8.4 Dynamiska materialegenskaper

Vid dynamiska förlopp kan materials hållfasthet påverkas gynnsamt på grund av den inducerade töjningshastigheten i materialet. I Tabell 8.2 redovisas typiska dynamiska förstöringsfaktorer, hämtade från IAEA Safety Report Series No. 87 [28], som kan tillämpas vid förhöjning av betongens och armeringens hållfasthetsvärden i analyser där kapacitetsförhöjningen ej tas hänsyn till direkt i analysmodellens konstitutiva samband. Värden ges också för stål. I Tabell 8.2 angivna värden kan tillämpas för semi-global och global kontroll och är framtagna för explosionslaster. Tabellen kan även användas för andra typer av laster så länge töjningshastigheten ej är lägre än för en explosionslast. Dynamiska förstöringsfaktorer ska ej tillämpas vid lokal kontroll nyttjande de empiriska ekvationer som hänvisas till i avsnitt 8.6.1.1. Detta beroende på att de empiriska ekvationerna normalt är kalibrerade mot den statiska tryckhållfastheten hos betongen.

**Tabell 8.2 – Förstoringsfaktorer för att erhålla dynamiska hållfasthetsvärden ur statiska hållfasthetsvärden enligt eurokoderna (från [28]).**

Spänningskomponent	Betong	Armeringsstänger		Spännarmering (från [4])	Stål	
	$f_{cd}$	$f_{yd}$	$f_{td} = kf_{yd}$	$f_{po,1k}, f_{pk}$	$f_{yd}$	$f_{ud}$
Böjning	1,25	1,20	1,05	1,00	1,20	1,05
Skjuvning	1,00	1,10	1,00	1,00	1,20	1,05
Tryck	1,15	1,10	...	1,00	1,10	...

I rubrikerna angivna statiska hållfasthetsvärden (beteckningar enligt SS-EN 1992-1-1 [47] och SS-EN 1993-1-1 [52]) multipliceras med angiven faktor för att erhålla ett förhöjt dynamiskt hållfasthetsvärde på grund av inducerad töjningshastighet i materialet.

Beteckningen  $k$  i  $f_{td} = kf_{yd}$  avser specificerad minimikvot mellan armeringsstångens brotthållfasthet och dess sträckgräns.

## 8.5 Strukturell respons

Olika analysmetoder finns att tillgå för att bestämma strukturens respons när den utsätts för dynamisk last av typen stöt- och impulslaster. Om inte annat anges avser analysmetoderna redovisande nedan semi-global och global respons. Någon av följande metoder brukar normalt tillämpas:

- Den dynamiska effekten av lasten kan tas hänsyn till genom att beräkna en dynamisk lastförstoringsfaktor (DLF). Den dimensionerande kapaciteten hos strukturen ska då vara större än det maximala lastvärdet hos lasttransienten multiplicerad med DLF. Se emellertid avsnitt 3.7.1.3 vad gäller denna metods tillämplighet.
- Den dynamiska effekten av lasten tas hänsyn till genom att tillämpa impuls-, rörelsemängd- och energibalansmetoder. Maximalt tillgänglig energiabsorbtion är begränsad av strukturens duktilitet.
- Den dynamiska effekten av lasten beaktas genom att genomföra dynamiska tids-historieanalyser. Mass- och tröghetsegenskaper inkluderas tillsammans med olinjära styvhetssegenskaper hos strukturen. Här kan även effekten av lokal respons tas hänsyn till. Maximalt tillåten respons begränsas av strukturens duktilitet.
- Detaljerade analyser av det dynamiska förloppet genomförs med hjälp av förfinade analysmodeller och nyttjande av numerisk simulering såsom finita elementmetoden. I modellen ingår den träffade strukturen medan lasten antingen appliceras såsom en last-tids-historia eller så inkluderas även missilen i modellen tillsammans med kontaktvillkor i träffytan. Vid studie av lokal respons måste såväl struktur som missil modelleras. Maximalt tillåten respons begränsas av strukturens duktilitet. För lokal respons utvärderas även mot lokala spännings- och töjningsnivåer.

Vid nyttjande av numerisk simulering bör använd programvara samt analysmetoder vara validerade gentemot relevanta provningsresultat och kontrollerade gentemot typfall relevanta för studerad situation.

Vad gäller nyttjandet av olinjära analyser, se även avsnitt 6.6.6.4.

## 8.6 Acceptanskriterier

Om inte annat anges bestäms hållfasthets- och kapacitetsvärden enligt anvisningarna i kapitel 5 och 6, i förekommande fall med hänsyn tagen till avsnitt 8.4 ovan.

## 8.6.1 Lokal kontroll

### 8.6.1.1 Utstötning, penetration och perforering

Om utstötning eller perforering ej är acceptabelt bör konstruktionens tjocklek vara minst 1,2 gånger den beräknade tjockleken nödvändig för att undvika utstötning respektive perforering. Förhöjningsfaktorn 1,2 tar hänsyn till osäkerheter i provningsresultat eftersom de empiriska ekvationerna vanligtvis ger medelvärden (IAEA Safety Report Series No. 87 [28] och [2]). Enligt [2] motsvarar faktorn 1,2 en ökning av erforderlig tjocklek med ca 1 standardavvikelse i förhållande till provningsresultatets medelvärde.

För konstruktioner med en invändig tätplåt som träffas av en missil på utsidan kan penetrationsdjupet behöva begränsas för att undvika lokala skador på tätplåten med tillhörande risk för läckage. Skaderisken är beroende av såväl betongkonstruktionens som tätplåtens detaljutformning, varför generella acceptanskriterier ej kan uppställas. Istället får maximalt tillåtet penetrationsdjup för undvikande av tätplåtsskador bestämmas baserat på provningsresultat eller genom numerisk simulering genomförd med validerade analysmetoder. Bestämning av tjocklek för att undvika utstötning respektive perforering samt bestämning av penetrationsdjup ska baseras på relevanta provningsresultat.

I IAEA Safety Report Series No. 87 [28] redovisas exempel på empiriska ekvationer som är uppställda utifrån relevanta provningsresultat för en missilträff vinkelrätt mot betongstrukturen, tillsammans med information om de olika ekvationernas giltighetsområde. Det bör noteras att de empiriska ekvationerna för utstötning och perforering redovisade i [28] är baserade på försök med styva missiler. För till exempel flygplansmotorer och landningsställ är det vanligtvis möjligt att reducera den beräknade nödvändiga tjockleken för att undvika utstötning eller perforering med ca 1/3 för att ta hänsyn till den gynnsamma effekten av denna typ av missilers faktiska deformerbarhet [34].

### 8.6.1.2 Genomstansning

För de fall genomstansning behöver kontrolleras anges i [72] att det är konservativt att tillämpa den statiska genomstansningskapaciteten även för dynamisk belastning. Därför kan konservativt avsnitt 6.4 i SS-EN 1992-1-1 [47] tillämpas vid kontroll av genomstansning för stöt- och impulslaster<sup>47</sup>.

Vid genomstansningskontroll för en deformerbar missil nyttjande den statiska kapaciteten enligt ovan kan enligt [33] den dimensionerande lasten  $V_{sd}$  bestämmas som tidsmedelvärdet av den dynamiska interaktionskraften beräknad enligt följande<sup>48</sup>:

$$V_{sd} = F_{mean} = \frac{0,9I}{t_{0,9I}}$$

$F_{mean}$  = tidsmedelvärdet av den dynamiska interaktionskraften

$I$  = lastimpulsen

$t_{0,9I}$  = tidpunkten för vilken 90% av lastimpulsen har nåtts

Begränsningen ovan till tidpunkten då 90% av lastimpulsen har nåtts innebär i praktiken att en eventuell lång ”svans” hos lastfunktionen ej beaktas vid bestämmandet av lastmedelvärdet.

---

<sup>47</sup> Ekvationerna för genomstansningskapacitet i [72] respektive [46] skiljer sig åt, men de ger kapaciteter av samma storleksordning varför slutsatsen i [72] även bör kunna appliceras vid användandet av [46].

<sup>48</sup> Genomstansningskapaciteten för statisk last i [33] är högre än de kapaciteter som ges av [46] varför slutsatsen i [33] även bör kunna appliceras vid användandet av [46].

En metod för att bestämma genomstansningskapaciteten och energiupptagningsförmågan lokalt för betongen, skjuvarmeringen respektive böjarmeringen redovisas i bilaga 1.C i [14]. För yttlig skada kan betongens och skjuvarmeringens elastiska energiupptagningsförmåga utnyttjas, för måttlig skada kan skjuvbyglarnas plasticering adderas, och slutligen för omfattande skada kan även böjarmeringens plasticering vid så kallad ”hängmatteverkan” tillgodoräknas. Vid nyttjande av denna metod kan tillåtna armeringstöjningsnivåer enligt Tabell 8.5 användas för såväl skjuvarmeringen som böjarmeringen. Värdena för måttlig skada tillämpas då även för omfattande skada.

Notera att vid nyttjande av metoden i [14] bör en brantare brottkon ansättas vid måttlig och omfattande skada än vad som är tillåtet vid bestämning av den statiska genomstansningskapaciteten enligt [47] ovan, dvs. ett färre antal skjuvbyglar aktiveras fullt ut vid töjningsnivåer som närmar sig brotttöjningen än när töjningsnivåerna endast når upp till sträckgränsen. Vidare bör tas hänsyn till att ju högre hastighet missilen har, desto brantare brottkon kan utbildas. För högre hastigheter kan perforering (se föregående avsnitt) bli avgörande.

### 8.6.1.3 Utgångshastighet

För de fall en missil perforerar den träffade betongkonstruktionen kan missilens utgångshastighet behöva uppskattas som underlag för att utröna vilken skada som missilen kan ge upphov till i det utrymme den flyger i. Enligt IAEA Safety Report Series No. 87 [28] kan utgångshastigheten  $v_r$  uppskattas med hjälp av följande uttryck:

$$v_r = \sqrt{\frac{v^2 - v_p^2}{1 + \frac{M_c}{M}}} \quad (m/s)$$

$v$  = missilens islagshastighet (m/s)

$v_p$  = den hastighet som precis ger upphov till perforering (m/s)

$M_c$  = massan hos utstött betongkon (stympad kon) (kg)

$M$  = missilens massa (kg)

Den utstötta stympade betongkonens minsta och största radie kan bestämmas enligt följande:

$$r_{min} = D/2$$

$$r_{max} = r_{min} + t(\tan\theta)$$

$D$  = missilens diameter

$t$  = den träffade betongstrukturens tjocklek

$$\theta = 45^\circ / \left(\frac{t}{D}\right)^{1/3} \leq 60^\circ$$

### 8.6.1.4 Olinjära analyser för lokal respons

Den slutliga kontrollen av de olika brottmoderna på lokal nivå för missilträff som redovisats ovan kan i tillägg till ovan angivna metoder genomföras och verifieras med hjälp av detaljerade olinjära finita elementanalyser i enlighet med vad som beskrivs i avsnitt 8.5.

## 8.6.2 Semi-global kontroll

Vanligtvis så dimensioneras den träffade strukturen antingen genom att en tvärsnittsdimensionering genomförs för de framräknade snittkrafterna baserat på en huvudsakligen elastisk respons

eller med hänsyn tagen till en viss snittkraftsomlagring på grund av plasticering, eller så utformas strukturen så att den via plastisk deformation kan absorbera stötenenergin.

Vid hård stöt samt för impulslast genomförs vanligtvis en tvärsnittskontroll för samtidigt verkande normalkraft, skjuvkraft och böjande moment. Vidare genomförs en kontroll av direkt skjuvning.

Vid mjuk stöt samt för motsvarande typ av impulslast<sup>49</sup> kontrolleras den träffade strukturens förmåga att absorbera stötenenergin genom plastisk deformation, om måttlig eller omfattande skada är acceptabelt. Om endast ytlig skada är acceptabelt bör konstruktionen uppvisa ett huvudsakligen elastiskt beteende. Vidare genomförs en kontroll av såväl böjskjuvning som direkt skjuvning.

För bärverksdelar där den begränsande brottmoden är böjning begränsas strukturens duktilitet av de maximalt tillåtna töjningsnivåerna  $\varepsilon_d$ , duktilitetskvoterna<sup>50</sup>  $\mu_d$  eller rotationskapaciteterna  $\theta_d$  som anges i Tabell 8.3. I Tabell 8.3 anges även tillåtna värden för tryckbelastade konstruktionselement. För att böjbrott ska anses vara dominerande bör den dimensionerande tvärkraftskapaciteten vara minst 1,2 gånger dimensionerande böjmomentkapacitet [2]. Om böjskjuvning är den begränsande brottmoden begränsas strukturens duktilitet till de maximalt tillåtna töjningsnivåerna  $\varepsilon_d$  eller duktilitetskvoterna  $\mu_d$  som anges i Tabell 8.4.

Tvärsnittets kapacitet ska även kontrolleras för uppkomna töjningsnivåer, för ytlig respektive måttlig skada kan användas de materialtöjningsnivåer som anges i Tabell 8.5

. Flytledens antagna längd kan då approximativt sättas lika med tvärsnittets effektiva höjd  $d$  vid bestämning av strukturens krökning.

Vid större rotationer då betongens tillåtna trycktöjning för måttlig skada enligt Tabell 8.5 överskrids bör hänsyn tas till att täckskiktet på den tryckta sidan lokalt vid det maximalt krökta området kan skadas och då vara överksam. Detta kan vara aktuellt för de fall omfattande skada kan accepteras. Förlusten av täckskiktet på den tryckta sidan av tvärsnittet innebär att tvärsnittets momentkapacitet reduceras. För att inte tvärsnittets momentkapacitet ska anses vara uttömt måste tryckarmering finnas tillgänglig som tar upp den tryckkraft som tidigare togs upp av betongen. Eftersom tryckarmeringen nu ej längre omsluts av det täckande betongskiktet bör armeringen vara omsluten av byglar som förhindrar knäckning av de tryckta stängerna. För att hela dragarmeringens kapacitet ska kunna utnyttjas måste motsvarande mängd tryckarmering finnas, eftersom momentet efter förlusten av täckskiktet utgörs av ett kraftpar verkande i drag- och tryckarmeringslagren. Vidare bör den fulla tvärkraften tas upp av enbart skjuvbyglar, eventuellt kraftupptagande bidrag från betongen bör ej tillgodoräknas.

Notera att olika uppsättningar av acceptanskriterier ges beroende på vilken skadeomfattning som kan accepteras: Ytlig, måttlig respektive omfattande skada. För tillfälliga dimensioneringssituationer bör skadan begränsas till att vara ytlig. Om en konstruktion med invändig tätplåt fortfarande med säkerhet ska anses kunna vara tät vid en olyckshändelse bör skadan begränsas till att vara måttlig. Att acceptera omfattande skada hos en konstruktion som ska motstå denna typ av olyckslast bör endast ske efter särskild utredning, men kan till exempel vara acceptabelt för kontroll av bärförmåga vid mycket osannolika händelser.

Kapaciteten för direkt skjuvning kan beräknas enligt följande (IAEA Safety Report Series No. 87 [28]):

---

<sup>49</sup> Avser antingen impulslast med kortare varaktighet eller en impulslast med en inledande fas med förhöjt lastvärde för vilken strukturen svarar plastiskt. För den senare typen av last där lastnivån efter den inledande fasen har en längre varaktighet bör konstruktionens kapacitet även kontrolleras för denna lastnivå.

<sup>50</sup> Med duktilitetskvot avses kvoten mellan den totala plastiska deformationen och den deformation som motsvarar övergången mellan elastisk och plastisk strukturrepons.

$$V_{Rd} = V_c + A_s f_s \sin \alpha$$

$A_s$  = armeringsarea

$f_s$  = armeringens sträckgräns

$\alpha$  = vinkel mellan den vinkelräta skjuvsprickan och skjuvbyglarnas plan

$V_c = 0,18 f_c b d$  för  $\theta \leq 2$  grader, eller om fritt upplagd konstruktion

$V_c = 0$  för  $\theta > 2$  grader, eller om dragbelastad konstruktion

$f_c = f_{cd}$  = betongens tryckhållfasthet

$b$  = tvärsnittets bredd

$d$  = tvärsnittets effektiva höjd

$\theta$  = stödrotation

**Tabell 8.3 – Acceptanskriterier, dominerande brottmod böjning och tryck ([28]).**

Konstruktions- element	Dominerande brottnod	Ytlig skada	Måttlig skada		Omfattande skada	
		$\varepsilon_d$	$\mu_d$	$\theta_d(3)$	$\mu_d$	$\theta_d(3)$
		...	...	grader	...	grader
Balk	Böjning	Huvudsakligen elastiskt beteende	...	2	...	3
Platta	Böjning	Huvudsakligen elastiskt beteende	...	4	...	6
Tryckbelastade konstruktions- element	Böjning Tryck	Huvudsakligen elastiskt beteende	Se 1) 1,3	2 ...	Se 1) 1,3	2 ...
Skiva	Böjning	Huvudsakligen elastiskt beteende	...	1,5	...	2
Spännarmerade konstruktions- element ([8])	Böjning: $0,15 \leq \omega_p \leq 0,30$ $\omega_p < 0,15$ (se 4) ( $\omega_p$ , se 2))	...	...	1 1	...	1.5 2
<p>1) När tryck är dimensionerande i enlighet med kraft-momentinteraktionskurvan för konstruktions- elementet är maximalt tillåten duktilitetskvot för böjning 1,3. När tryckkraften är mindre än det minsta av <math>0,1f_{cd}A_g</math> och en tredjedel av vad som ger ett balan- serat tvärsnitt är maximalt tillåten duktilitetskvot <math>0,05/(\rho-\rho')</math>, men ej större än 10. <math>f_c = f_{cd}</math> = betongens tryckhållfasthet <math>A_g</math> = betongtvärsnittets area <math>\rho</math> och <math>\rho'</math> = drag- respektive tryckarmeringsinnehåll. För mellanliggande värden interpoleras rätlinjigt mellan de två värden som anges ovan.</p>						
<p>2) <math>w_p = \frac{A_{ps}f_{ps}}{bd_p f'_c}</math> <math>f_c = f_{cd}</math> = betongens tryckhållfasthet <math>A_{ps}</math> = tvärsnittsarea hos böjdragbelastade spännkablar <math>f_{ps}</math> = spänning i spännkablarna vid dimensionerande böjmomentkapacitet <math>b</math> = tvärsnittets bredd <math>d_p</math> = avstånd från yttersta fibern på trycksidan till centrum på spännkablarna</p>						
<p>3) Vid utnyttjande av en rotation större än 2 grader ska byglar appliceras i konstruktionens tjock- leksriktning.</p>						
<p>4) Vid utnyttjande av en rotation större än 1,5 grader ska byglar appliceras i konstruktionens tjock- leksriktning.</p>						

**Tabell 8.4 – Acceptanskriterier, dominerande brottmod böjskjuvning ([28]).**

Konstruktions- element	Dominerande brottnod	Ytlig skada	Måttlig och omfattande skada
		$\varepsilon_d$	$\mu_d$
Balk och platta	Skjuvning: Betong enbart Betong + skjuvarm. Skjuvarm. enbart	Huvudsakligen elastiskt beteende	1,3
			1,6
			3,0
Skiva	Skjuvning i skivans plan	Huvudsakligen elastiskt beteende	1,5

**Tabell 8.5 – Acceptanskriterier, töjningsnivåer ([28])**

Material	Ytlig skada	Måttlig skada
	$\varepsilon_d$	$\varepsilon_d$
Betong	0,0035	0,005
Armering	0,01	0,05
Spännarmering, oinjekterade kablar	0,01	0,03
Spännarmering, injekterade kablar	0,01	0,02
Stål	0,01	0,05
Inga värden ges för omfattande skada eftersom det är mycket svårt att vid experiment uppmäta töjningsnivåer vid denna skadenivå.		

### 8.6.3 Global kontroll

Även vid kontroll avseende bärverkets globala böj deformation sker kontrollen på bärverksdelsnivå. Skillnaden mot en semi-global kontroll är att på grund av att den globala stabiliteten nu utmanas begränsas den acceptabla skadan till nivåer som är väsentligt lägre än för motsvarande kontroll av enskilda bärverksdelar på semi-global nivå.

Maximalt tillåten rotation  $\theta_d$  vid global kontroll bör, om inget annat visas vara riktigare, begränsas till<sup>51</sup>:

- Balkar: 1 grad.
- Plattor: 1 grad.

Vidare bör töjningsnivåerna  $\varepsilon_d$  i betong respektive armering begränsas. Den rotationskapacitet som anges för statisk last i avsnitt 5.6.3 i SS-EN 1992-1-1 [47] kan konservativt tillämpas.

<sup>51</sup> I enlighet med avsnitt F.3.5 i ACI 349 [2], även om gränsen där är uttryckt i form av begränsning av strukturens duktilitet till  $\mu_d = 3$  och inte i begränsning av tillåten rotation. Värdet  $\mu_d = 3$  ska härvid jämföras med tillåten duktilitetskvot i [2] på maximalt  $\mu_d = 10$  vid semi-global kontroll.



## 8.7 Detaljutformning

I avsnitt 2.4 samt i kapitel 5 och 6 ges anvisningar om detaljutformning, dessa ska följas om inte annat anges nedan. Tillkommande krav anges i det följande. Dessa ska följas för att dimensioneringsanvisningarna i detta kapitel utan ytterligare utredning kan anses vara tillämpbara.

För större stödrotationer erfordras skjuvarmering i såväl plattor som balkar samt tryckarmering med omslutande byglar såsom beskrivs i avsnitt 8.6.2.

Maximalt tillåtet armeringsinnehåll  $\rho$ - $\rho'$  för ett tvärsnitt bör begränsas till 0,5 gånger det armeringsinnehåll som ger ett balanserat tvärsnitt [2].

Eftersom armeringsskarvar reducerar konstruktionens duktilitet bör ej skarvning utföras i de plastiska flytlederna som tillgodoräknas vid lastupptagningen.

## 8.8 Flygplansstörtning och påflygning

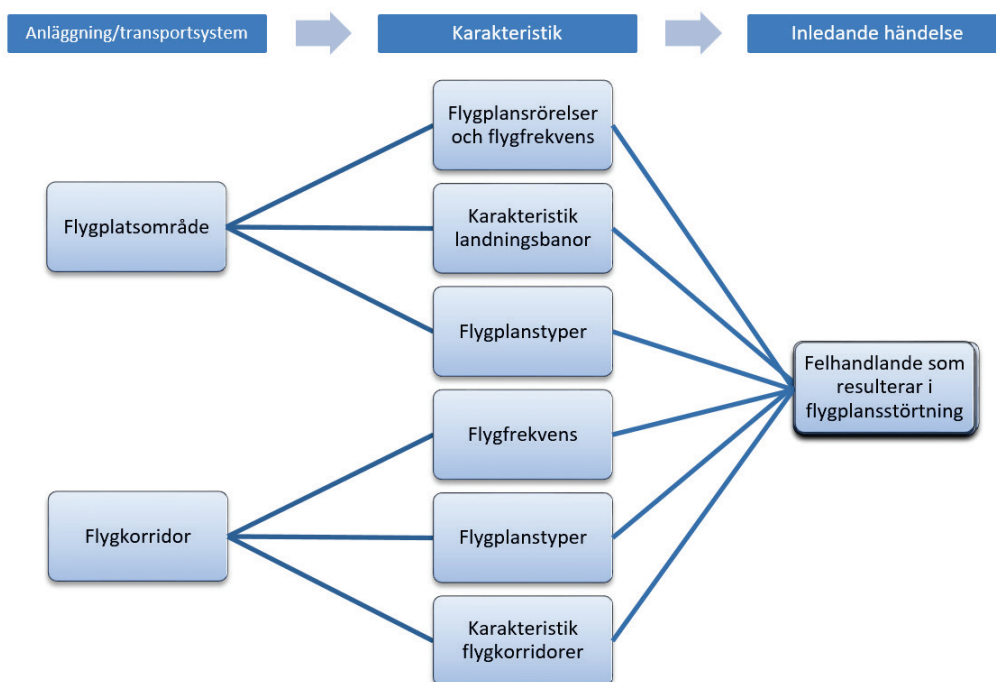
### 8.8.1 Beskrivning

Flygplansstörtning är en olyckshändelse som kan behöva beaktas såväl inom (*Design Basis External Event*, DBEE) som utanför konstruktionsbasen (*Design Extension External Event*, DEEE) för en anläggning, medan postulerad påflygning endast kan vara aktuellt som en DEEE.

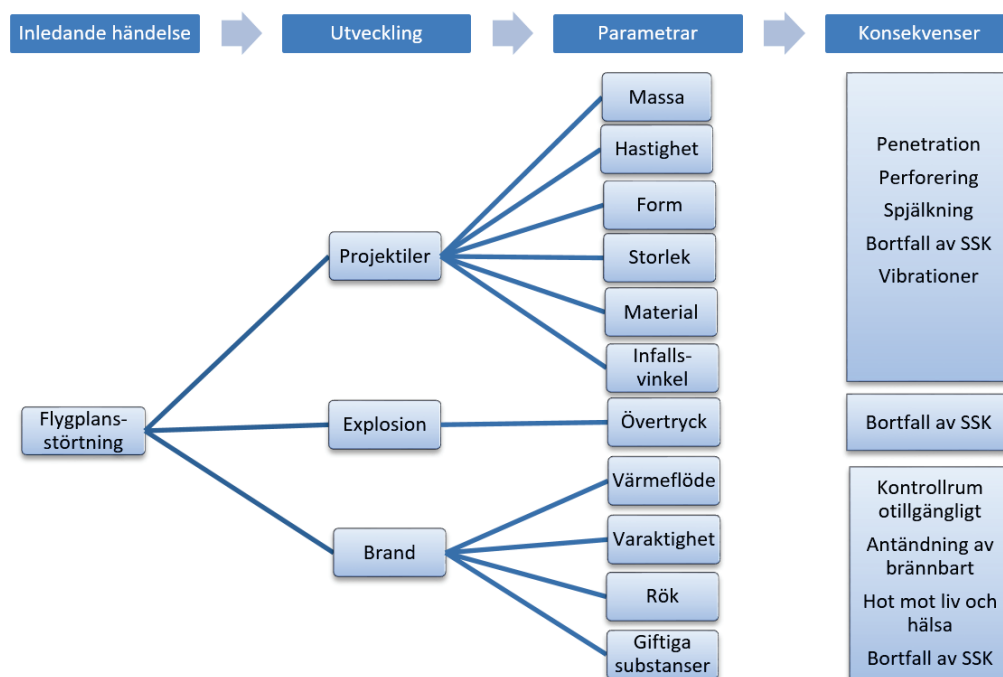
Den inledande händelsen flygplansstörtning redovisas schematiskt i Figur 8.1, och exempel på tillhörande möjliga konsekvenser för såväl flygplansstörtning som påflygning i Figur 8.2. Figur 8.1 avser DBEE medan Figur 8.2 täcker in såväl DBEE som DEEE.

För yttre händelsen flygplansstörtning måste man först definiera vilket typ av scenario som bör beaktas. Detta kräver definition av analysförutsättningar avseende typ av flygplan, hastighet, flyghöjd och massa, inklusive mängden bränsle. Kraven på dessa ingångsförutsättningar varierar dels från anläggning till anläggning, dels från land till land beroende på krav från nationella strålsäkerhetsmyndigheter. Den här typen av övergripande beslut avseende förutsättningar för flygplansstörtning måste tas med utgångspunkt från nuvarande och framtida bedömd omfattning av flygtrafik för landet eller regionen.

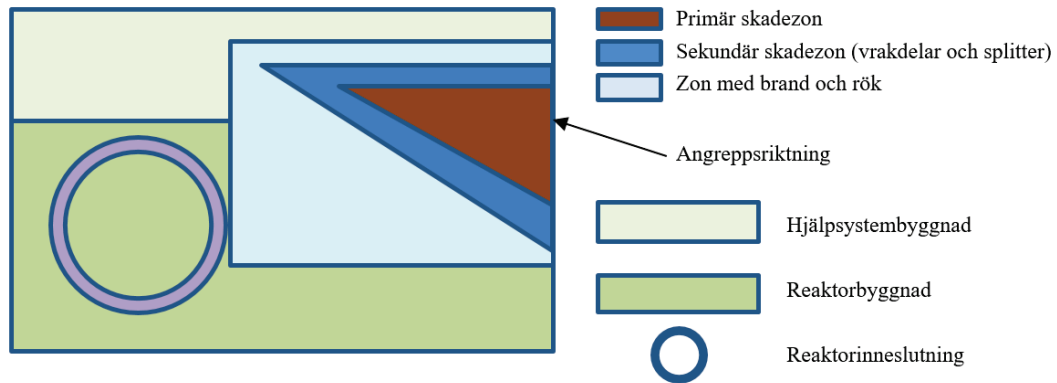
En användbar metod för screening av yttre händelser av typen flygplansstörtning och påflygning samt explosioner är screening med avseende på den geometriska utbredningen av skadeområdet till följd av flygplanskraschen. Metoden går ut på att man ansätter ett geometriskt skadeområde, erfarenhetsmässigt oftast med en triangulär form, i en plan över anläggningen och en för respektive möjlig angreppsriktning. Den triangulära formen anses beskriva dels området för den primära skadan, dels en något större area som även inkluderar ett område skadat av vrakdelar och splitter. På detta sätt kan skadeområdet för respektive byggnad bestämmas. Motsvarande skadeområde med avseende på brand och rökspridning kan bestämmas genom en utvidgning till närmaste brandvägg som inte skadats av islaget eller av splittret till följd av den primära skadan, se den tänkta principen i Figur 8.3.



**Figur 8.1 – Identifiering av anläggningens flygplatsområde respektive transportsystem och flygkorridor som p.g.a. mänskligt felhandlande kan resultera i den inledande händelsen flygplansstörtning.**



**Figur 8.2 – Inledande händelsen flygplansstörtning, utveckling av händelsen samt exempel på parametrar och konsekvenser av händelsen. Figuren är även tillämplig för den postulerade händelsen påflygning.**



**Figur 8.3 – Schematisk plan över ett kärnkraftverk med de tre zonerna primär skadezon, sekundär skadezon (vrakdelar och splitter) respektive zon med brand och rök.**

Ovanstående screening-metod kan användas för såväl DBEE-händelser som DEEE-händelser. Om man antar att samtliga SSK slås ut inom skadeområdet, kan man bedöma om anläggningens fundamentala säkerhetsfunktioner kan upprätthållas med hjälp av SSK utanför skadeområdet. Flygplansstörtning och speciellt påflygning är typiska yttre händelser som skapar ett flertal svåra följdverkningar (projektiler, brand, explosioner) som var för sig kräver tydliga och explicit beskrivna lastförutsättningar. Ett exempel på karakterisering av lastparametrar till följd av stötlasten från en påflygning visas i Tabell 8.6 med tillhörande effekter i form av vibrationer i Tabell 8.7. Motsvarande laster och effekter uppstår vid en flygplansstörtning, men då vanligtvis med en lägre magnitud.

Vad gäller den bärande strukturen behöver följande sammanställas:

- En redovisning av materialegenskaper för betong och stål med beaktande av de speciella förhållande som gäller vid extrema stötlaster, med avseende på exempelvis starkt olinjära effekter och höga töjningshastigheter och höga temperaturer. Vidare redovisas tillämpliga metoder för simulering av armerad betong under dessa förutsättningar.
- En redovisning av genomförda analyser med avseende på de speciella lokala effekter som kan uppstå vid islag av missiler mot byggnadskonstruktioner av stål och betong.
- En redovisning av genomförda analyser med avseende på de globala effekter som kan uppstå vid islag av missiler mot byggnadskonstruktioner av stål och betong.
- En redovisning av genererade ISRS, för bedömning av effekter av vibrationer i SSK i anläggningen.

I Tabell 8.8 sammanfattas den typ av strukturanalyser som kan behöva genomföras.

**Tabell 8.6 – Exempel på karakterisering av lastparametrar till följd av stötlasten från en påflygning**

		Stötlast					Tillhörande effekter
Missil nr	Beskrivning	Massa (kg)	Form	Vinkel	Hastighet (m/s)	Hårdhet	Vibration
1	Krasch med ett stort kommersiellt flygplan med fyllda bränsletankar in i ett kärnkraftverk	396900	Flygplanskroppen: 40m <sup>2</sup> /50m <sup>2</sup>	3-10°	110	Flexibel	1,2,3
2	Missiler i form av flygmotorerna från ett stort passagerarplan	4300	Cirkulär form: 2.7 m diameter	3-10°	110	Semi-rigid	Nej
3	Vrakdelar	5000	Stel kropp	3-10°	110	Hård	Nej

**Tabell 8.7 – Exempel på karakterisering av lastparametrar till följd av vibrationslasten från en påflygning**

		Lastförsättningar			
Vibrationslast nr	Byggnad	Angreppsposition	Last-tidshistoria		
			Stelt mål	Flexibelt mål	Flexibelt/olinjärt mål
1	Reaktorinneslutning	Samtliga	Nej	Nej	Ja
2	Reaktorbyggnad	Samtliga	Nej	Nej	Ja
3	Hjälpssystembyggnad	Samtliga	Nej	Ja	Nej

**Tabell 8.8 – Sammanställning av olika typer av strukturanalys som kan behöva genomföras för att kunna bedöma konsekvenserna av händelserna flygplansstörtning och påflygning**

Strukturanalys	Syfte
Lokala missilanalyser	<p>Det huvudsakliga syftet med dessa analyser är att bestämma erforderlig tjocklek av byggnadernas yttreväggar, för att förhindra att missiler kan perforera genom väggarna.</p> <p>Ett annat viktigt syfte är att förhindra att betongdelar slås ut på insidan av yttreväggen och eventuellt skadar känslig säkerhetsutrustning inne i anläggningen.</p>
Globala missilanalyser	<p>Det övergripande syftet med de globala missilanalyserna är att beräkna väggjocklekar och armeringsinnehåll i de omslutande, skyddande yttreväggarna, i tillägg till de krav om väggjocklekar som bestäms utifrån de lokala missilanalyserna enligt ovan.</p> <p>Dessutom ska analyserna genomföras för att verifiera att</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• totalstabiliteten för byggnadsbärverket är tillfyllest.</li> <li>• inga extrema deformationer uppstår som skulle kunna äventyra byggnadskonstruktionerna och SSK från att utföra sina säkerhetsfunktioner.</li> <li>• det finns erforderlig bärförmåga hos de inre bärande väggarna som ansluter till de yttre skyddande väggarna.</li> </ul>
Globala vibrationsanalyser	<p>Det huvudsakliga syftet med de globala vibrationsanalyserna är att ta fram ISRS såsom indata till efterföljande verifiering av de SSK som erfordras för säkerställande av nödvändiga funktioner.</p>
Bränslebrandanalyser	<p>Syftet med dessa analyser är att säkerställa erforderlig bärförmåga hos de skyddande byggnadselementen att motstå en bränslebrand.</p>
Explosionsanalyser	<p>Syftet med dessa analyser är att visa att de skyddande byggnadselementen kan stå emot en explosion till följd av en APC.</p>

## 8.8.2 Utvärdering

I det följande redovisas hur påflygningsscenarioer vars negativa inverkan inte kunnat screenas bort enligt avsnitt 8.1 ovan bör utvärderas, baserat i detalj på vad som anges i [14] för en DEEE-händelse. Metoden är även tillämplig för en DBEE-olyckshändelse, om inte annat anges.

### 8.8.2.1 Säkerhetsrelaterade krav

Byggnadsdelar som erfordras för att bringa anläggningen till ett säkert läge ska dimensioneras med hänsyn tagen till direkta och indirekta konsekvenser av en påflygning, se avsnitt 4.2.3 (laster relaterade till flygplansstörtning) och avsnitt 4.2.4 (laster relaterade till påflygning med postulerat flygplan). För en DBEE-händelse kan även andra byggnadsdelar komma ifråga.

Byggnader med radioaktivt inventarie såsom använt bränsle och byggnader som inrymmer väsentliga säkerhetsfunktioner kan behöva utformas på ett sådant sätt att flygbränsle förhindras att komma in i byggnaden. För en DBEE-händelse kan även andra byggnadsdelar komma ifråga.

Baserat på säkerhetsanalysen för respektive händelse, kan följande krav på byggnadsstrukturen bli aktuella:

- Global stabilitet samt förhindrande av global eller semi-global kollaps, detta för att skydda säkerhetskritiska system och komponenter placerade inuti byggnaden.

- Semi-global och lokal strukturell integritet samt uppbärande av säkerhetskritiska system och komponenter, även detta för att skydda säkerhetskritiska system och komponenter placerade inuti byggnaden.
- Begränsning eller undvikande av utstötning av betong på strukturens insida, för att undvika skada på säkerhetskritiska system och komponenter av omkringflygande betongklumpar.
- Begränsning av penetration in i träffad betongstruktur, för att säkerställa täthetskrav och för att undvika att säkerhetskritiska system och komponenter på insidan skadas. Även om inte perforering inträffar så kan uppsprickning och förskjutning av betongvolymen i islagsområdet påverka täthet och system.
- Strukturell och funktionell motståndsförmåga mot inducerade vibrationer.
- Begränsning av förskjutningar för att förhindra en eller flera av följande konsekvenser:
  - o Interaktion med andra byggnader eller byggnadsdelar.
  - o Att flygplansmissilen kommer i kontakt med andra byggnader eller byggnadsdelar, med oförutsedda laster mot dem som följd.
  - o Skada på system och komponenter monterade inuti byggnaden, eller nedsatt funktion såsom exempelvis täthet (fogar blir otäta osv.).
- Inneslutning av radioaktivt material med tillhörande täthetskrav.
- Strukturell motståndsförmåga och skydd mot uppkomna bränder med tillhörande täthetskrav för att förhindra flygbränsle att komma in i byggnaden.

#### 8.8.2.2 Acceptanskriterier

För global stabilitet ska för undvikande av stjälpning såväl lyftytans storlek som grundtrycket begränsas till tillåtna värden. För DEEE kan man överslagsmässigt tillämpa att begränsa lyftytan till maximalt 30% av bottenplattans area, medan man för DBEE bör genomföra detaljerade beräkningar enligt eurokoderna. Notera att gränstillstånden GEO och UPL ej ingår i DNB, se avsnitt 3.8.5.1.

Nedanstående hänvisningar till acceptanskriterier kan tillämpas, med de ändringar och tillägg som anges i efterföljande avsnitt:

- Vad gäller mekanisk påverkan på global, semi-global och lokal nivå av missiler (flygplanskropp, motorer, landningsställ och vrakdelar) och explosioner på grund av frigjort flygbränsle så kan anvisningarna i avsnitt 8.1 t.o.m. 8.7 tillämpas.
- Förskjutningar och vibrationer diskuteras kortfattat i kapitel 8, med referens till avsnitt 5.7 och 6.5.
- Täthetskrav för reaktorinneslutningar redovisas i kapitel 5 och för övriga byggnadskonstruktioner i kapitel 6, med vissa tilläggsanvisningar för missiler och explosioner i tidigare avsnitt i föreliggande kapitel.
- I kapitel 9 ges anvisningar vad gäller eldklot, brand med längre varaktighet på grund av ansamlat flygbränsle samt antändning av annat brännbart material. Anvisningarna i kapitel 9 kan tillämpas för verifiering av strukturell motståndsförmåga för dessa scenarier.

#### 8.8.2.3 Missillast

##### Typ av missiler

Ett DEEE-scenarie inkluderar vanligtvis ett stort kommersiellt passagerarflygplan, se avsnitt 4.2.4 (laster relaterade till påflygning med postulerat flygplan). Storlek och vikt för ett sådant flygplan är mycket större än vad som normalt är fallet för DBEE, då det oftast är mindre flygplan

med en vikt mindre än 6 ton, och militärflygplan med en vikt på ca 20 ton som kan behöva beaktas.

Ett stort passagerarflygplan har en vikt på någonstans mellan 100 och 500 ton, och en längd och ett vingspann på mellan 40 och 80 m. Islagshastigheten kan vara från 100 m/s upp till mer än 200 m/s.

Träffvinkeln mot horisontalplanet beror av flygplanets kapacitet och av orsaken till att flygplanet träffar byggnaden.

Vad gäller den axiella styvheten hos flygplanet så styvas den ganska mjuka flygplanskroppen upp av den styvare strukturen vid vingarna. Sammantaget är ändå flygplanskroppen ganska flexibel, med undantag för motorerna, landningsställena och vrakdelar som antas vara semi-rigida eller hårda.

Se Tabell 8.6 ovan för ett exempel på karakterisering av lastparametrar till följd av stötlasten från en påflygning med ett stort kommersiellt passagerarflygplan.

#### Missilens lastdefinition

Den primära skillnaden för lasten mot byggnadskonstruktionen vid en påflygning för ovanstående DEEE-händelse och för de ovan angivna exemplen på DBEE-olyckshändelser är lastens storleksordning (maximal kraft och impuls), och kontaktytan som är såväl cirkuär (flygplanskroppen) som rektangulär (vingarna) vid en påflygning.

Såsom beskrivits i avsnitt 8.5 kan last-tidskurvan för flygplanet bestämmas antingen analytiskt baserat på den förenklade metoden som redovisas i Riera [35], eller genom att flygplanet explicit modelleras i en dynamisk finita elementmetodanalys. Om det sistnämnda tillämpas så bör ändå last-tidskurvan stämmas av gentemot resultat erhållna med hjälp av Riera-metoden. Vidare bör kontrolleras att impuls och kinetisk energi associerad med lasten överensstämmer med karaktistiken och islagshastigheten för aktuellt flygplan. Jämför de anvisningar som ges i avsnitt 8.5 avseende validering av numerisk simulering.

I strukturanalysen så kan påflygningslasten anbringas på en realistisk yta, motsvarande form och dimension hos de olika delarna av flygplanet som bidrar till lastpåverkan mot byggnadskonstruktionen.

Såsom anges i avsnitt 4.2.4 (laster relaterade till påflygning med postulerat flygplan) kan denna last specificeras av ansvarig myndighet.

För DBEE-flygplan så finns i många fall redan last-tidskurvor publikt tillgängliga, se till exempel [21].

För de semi-rigida eller hårda missilerna (motorer, landningsställ och vrakdelar) kan de metoder som anges i de inledande avsnitten av detta kapitel tillämpas.

#### 8.8.2.4 Analys och dimensionering

Vid analys och dimensionering för en påflygning med ett stort kommersiellt passagerarflygplan (DEEE-händelse) kan *best estimate* metoder och ansatser tillämpas. Känslighetsstudier ska då genomföras för att identifiera eventuella tröskeleffekter.

För DBEE-händelser ska dimensioneringen genomföras enligt tillämpad standard, med användande av analysmetoder och dimensioneringskriterier för brottgränstillståndet vid olyckslast.

På grund av den stora påverkan på byggnadskonstruktionen av denna typ av händelse, måste inte sällan mycket olinjära analyser genomföras, vilka är mycket känsliga för val av såväl indata som analysmetodval.

Därför bör särskild vikt läggas vid val av såväl analysgruppens sammansättning som beräkningsprogramvara. Analysgruppen bör ha stor erfarenhet av denna typ av analyser, och beräkningsprogramvaran vara påvisat tillämplig, jämför de allmänna krav på icke-linjär analys och numerisk simulering som ges i avsnitt 6.6.6.4 och avsnitt 8.5. Det måste säkerställas att programvaran

kan fånga de fysikaliska fenomen som är vid handen, att programvaran tillämpar relevanta beräkningsmetoder och att den används inom sitt tillämpningsområde.

Vidare bör preliminära analyser genomföras baserade på ingenjörsmässiga metoder, innan det att den komplexa numeriska simuleringen påbörjas. Exempel på sådana metoder är enklare analytiska beräkningar, empiriska ekvationer, analogi med tidigare studerade problem samt jämförelse med existerande provningsresultat och typfall relevanta för studerad situation. En viktig del är då att följande grundläggande information och förståelse för problemet sammanställs och diskuteras i ett tidigt skede:

- Problemets grundläggande natur: Impulsdriven, dynamisk eller kvasistatisk.
- Storleksordningen för huvudparametrarna: Stötens varaktighet, energi och rörelsemängd samt förväntade töjningsnivåer och förskjutningar.
- Det sannolikaste beteendet hos missilen (deformerbarhet) respektive den träffade strukturen (bøjrespons och/eller genomstansning). Skillnaden mellan dessa beteenden har normalt en inverkan på modelleringsstrategin, det är därför viktigt att i förväg förstå den dominerande brottmoden, böjning eller genomstansning.
- Dimensioneringskriterier: Acceptabel skada och förskjutning hos den träffade strukturen, samt erforderlig funktion efter händelsen (statisk bärförmåga; täthet).

Den komplexa numeriska simuleringen bör innehålla konvergensstudier, till exempel för att fastställa elementstorlek och tidssteg: Resultatet bör ej ändras nämnvärt vid förfinad elementindelning eller vid minskat tidssteg. Vidare bör känslighetsanalyser genomföras, till exempel vad gäller indataparametrar för den konstitutiva modellen för betong.

Det rekommenderas att parallellt även genomföra förenklade beräkningar för att bättre förstå problemets natur och därmed säkerställa att inga felaktiga resultat från den komplexa numeriska simuleringen slinker igenom.

Slutligen måste analysresultatet kritiskt granskas och dess rimlighet säkerställas innan slutsatser om strukturens respons dras.

#### 8.8.2.5 Spännarmerade konstruktioner

Här avses i första hand spännarmerade reaktorinneslutningar.

Inneslutningen kan utsättas för lastpåverkan och skada som når upp till konstruktionens maximala kapacitet. Följande typer av påverkan med tillhörande brottmoder bör studeras:

- Axial- och böjdeformationer hos inneslutningsväggen,
- skjuvdeformationer hos väggen,
- lokal skada (penetration, utstötning, perforering och genomstansning), och
- inducerade vibrationer.

Alla delar av betongkonstruktionen (armeringen, spännarmeringen, tätplåten och betongen självt) bidrar till inneslutningens motståndsförmåga samt täthet.

Inneslutningens robusthet vad gäller stötlaster påverkas av om spännkablarna är injekterade eller inte. De injekterade kablarna är mer robusta eftersom de utmed hela sin längd via vidhäftning är förankrade till betongen, vilket inte är fallet för oinjekterade kablar.

Så även om en injekterad spännkabel lokalt skadas när den utsätts för en stötlast, så samverkar den med betongen utanför träffområdet och utmed hela sin längd vilket gör att kabelstälarean fortfarande bidrar till betongtvärsnittets kapacitet. Jämför med en oinjekterad kabel, som om den lokalt går till brott helt förlorar sin bärande funktion.

Om inneslutningen blir otät på grund av den skada som uppstår vid islaget så kan oinjekterade spännkablar något förvärra läckaget eftersom gas- eller vattenläckage igenom den uppspruckna betongkonstruktionen förvärras genom de läckagevägar som hålrummen i kabelrören utgör.



## 9. Dimensionering med hänsyn till brand

### 9.1 Allmänt

#### 9.1.1 Inledning

Eftersom brandpåverkan till sin karaktär skiljer sig väsentligt från övriga typer av laster verkande mot byggnader behandlas dimensionering med hänsyn till brand i ett eget kapitel.

Brandskydd för kärntekniska anläggningar innefattar en mängd olika åtgärder för att uppfylla de krav som gäller för konventionella byggnader och de strålsäkerhetskrav som ställs specifikt på kärntekniska anläggningar. I förekommande fall utgör brandskyddet en del av djupförsvaret och ingår som ett led i en säker avställning av anläggningen.

Vad gäller strålsäkerhetskrav på kärntekniska anläggningar bör brandskyddssystemet uppfylla följande mål<sup>52</sup>:

- Förhindra att bränder uppstår.
- Detektera snabbt, kontrollera och genast släcka de bränder som uppstår.
- Skydda utrustning viktig för strålsäkerheten för bränder som ej släcks.

I DNB behandlas i första hand bärverks och bärverksdelars brandavskiljande och bärande funktion viktiga för strålsäkerheten och för upprätthållande av djupförsvaret. Krav på brandavskiljande och bärande funktion kan ställas till exempel för att

- förhindra radiologisk omgivningspåverkan,
- skydda utrustning viktig för strålsäkerheten,
- förhindra eller mildra konsekvenserna av mycket osannolika händelser och
- säkerställa utrymning samt transport- och insatsvägar för manuell brandbekämpning.

Detta kapitel avser dimensionering med avseende på olyckslasten brandpåverkan beskriven i avsnitt 4.2.3 (exceptionell dimensioneringssituation). Vidare behandlas brand som följd av olyckshändelserna explosion respektive flygplansstörtning eller påflygning redovisade i avsnitt 4.2.3 (exceptionella dimensioneringssituationer) och 4.2.4 (mycket osannolika dimensioneringssituationer). Mindre, mer frekventa, bränder behandlas ej i DNB.

Dimensioneringsanvisningarna i detta kapitel avser de fall när bärförmåga och begränsning av brandspridning ska påvisas. För mycket osannolika dimensioneringssituationer följer anvisningarna i detta kapitel vad som anges i kapitel 5 och 6 att det är tillfyllest om krav för olyckslast i tillämpliga normer uppfylls. Det ska noteras att andra tillvägagångssätt kan vara tillämpliga.

Dimensioneringsanvisningarna följer kapitel 1.1.2 i EKS 10 [12] och de generella kraven angivna i avsnitt 5.1.4 i SS-EN 1990 [37] och så långt möjligt de detaljerade kraven i SS-EN 1991-1-2 [39] vad gäller termisk och mekanisk verkan av brand och SS-EN 1992-1-2 [48] vad gäller brandteknisk dimensionering av betongkonstruktioner<sup>53</sup>. I förekommande fall nyttjas andra referenser, då företrädesvis IAEA Safety Report Series No. 87 [28]. Tillägg och ändringar har införts för tillämpning på kärntekniska anläggningar.

#### 9.1.2 Krav på konventionella byggnader

Kapitel 5 i BFS 2011:6 [11] innehåller föreskrifter och allmänna råd till 8 kap. 9 § PBL och 10 kap. 5 § PBL samt 3 kap. 8 § PBF vad gäller brandskydd. Föreskrifter och allmänna råd om

---

<sup>52</sup> Enligt avsnitt 2.2 i IAEA NS-G-2.1 [25].

<sup>53</sup> EKS 10 [12] med tillhörande eurokoder utgör minimikrav.

byggnadskonstruktioners bärförmåga vid brand finns i Boverkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder), EKS 10 [12]<sup>54</sup>.

Enligt BFS 2011:6 [11] ska vad gäller brandskydd byggnader först indelas i någon av klasserna Br1, Br2 och Br3 med hänsyn tagen till sådana faktorer som påverkar utrymningsmöjligheterna och risken för personskador vid sammanstörtning av byggnaden. Därefter hänförs i enlighet med EKS 10 [12] byggnadsdelar till någon av brandsäkerhetsklasserna 1 t.o.m. 5 utifrån risken för personskada vid kollaps av byggnadsdelen. I bedömningen tas hänsyn till

- risken för att personer, såsom utrymmande eller räddningspersonal, vistas i skadeområdet,
- sekundära effekter som kan uppstå, såsom fortskridande ras till angränsande delar av det bärande systemet,
- det befarade brottets karaktär, och
- påverkan på funktioner i byggnaden som har väsentlig betydelse för utrymnings- och insatsmöjligheter.

Enligt de allmänna råden i EKS 10 [12] är faktorer som påverkar valet av säkerhetsklass vid vanligt lastfall även relevanta i brandfallet, jämför de två mellersta punkterna ovan<sup>55</sup>. Baserat på brandsäkerhetsklass kan bland annat krav på upprätthållande av brandcells- och sektioneringsgräns, brandteknisk klass i bärande avseende samt dimensionerande brandförlopp fastställas.

Baserat på ovanstående klassning ska byggnadsdelar och byggnader visas uppfylla de brandkrav som ställs på konventionella anläggningar i enlighet med BFS 2011:6 [11], EKS 10 [12] och tillhörande eurokoder.

### 9.1.3 Krav på kärntekniska anläggningar

Brandkraven för konventionella byggnader avser i första hand hälsa och säkerhet för utrymmande personer och räddningspersonal som vistas i skadeområdet. För kärntekniska anläggningar tillkommer bland annat krav på skydd av kontrollrums- och bevakningspersonal samt krav på brandmotstånd i form av avskiljande och lastupptagande funktion såsom beskrivits i avsnitt 9.1.1. I samband med skydd av personal kan spridning av rök och giftig gas in i till exempel kontrollrum och bevakningscentral behöva förhindras vilket ställer speciella krav på utformningen av byggnadsdelar, öppningar, genomföringar, ventilation och luftintag. Rökspridning kan även i vissa fall negativt påverka utrustning viktig för strålsäkerheten. Krav avseende begränsning av spridning av rök och gas behandlas ej i DNB.

För brandskydd vid kärntekniska anläggningar ställs alltså speciella krav som skiljer sig väsentligt från de krav som ställs på konventionella byggnader. Ett sådant viktigt krav är att brandspridning inom anläggningen strikt begränsas så att säkerhetssystem och säkerhetskritiska strukturer, system och komponenter kommer att skyddas i erforderlig omfattning i händelse av ett brandutbrott någonstans i anläggningen. Ett annat viktigt krav är att barriärer som förhindrar radiologisk omgivningspåverkan ej förlorar sin barriärfunktion vid en brand. Denna typ av krav leder till att det ställs höga krav på brandmotstånd vad gäller såväl avskiljande som lastupptagande funktion. Planeringen av brandsektioneringen i anläggningen är därför nära sammankopplad med planering och säkerställande av anläggningens barriär- och säkerhetsfunktioner. I händelse av att en brand påverkar utrustning viktig för strålsäkerheten måste branden vara innesluten på ett sådant

---

<sup>54</sup> För betongkonstruktioner, se kapitel 1.1.2 och 2.1.2 i EKS 10 [12].

<sup>55</sup> Enligt avsnitt 3.2.7 förutsätts säkerhetsklass B3 gälla generellt om ej annat tydligt anges i konstruktionsförutsättningarna för respektive byggnad.

sätt att alternativa enheter (redundant utrustning) kommer att skyddas så att anläggningens strålsäkerhetsfunktioner upprätthålls i erforderlig omfattning<sup>56</sup>.

Kravet på brandmotstånd för både avskiljande och lastupptagande funktion beror på mängden brännbart material (brandbelastning) inom en brandcell, liksom de förväntade konsekvenserna<sup>57</sup>. När brandspridning kan påverka utrustning som är viktig för strålsäkerheten måste relevanta strukturer utformas så att de kan stå emot och innehålla en fullt utvecklad brand<sup>58</sup> utan att ta hjälp av externa brandbekämpningsåtgärder. Detta gäller för både avskiljande och lastupptagande funktion.

Brandavskiljande funktion ska fastställas genom brandteknisk klassning av brandceller som säkerställer integritet och isolering i tillräcklig omfattning under tillräckligt lång tid<sup>59</sup>. Vidare bör brandcellsgränserna klassas som M, där beteckningen M innebär att de separerande strukturerna dessutom ska ha en slagseghet så att brandspridning bortom väggen undviks på grund av t.ex. horisontella belastningar från byggnadsdelskollaps orsakad av branden. Dörrar, luckor och genomföringar i separeringsstrukturer skall ha samma brandmotstånd som den brandavskiljande strukturen<sup>60</sup>.

Eftersom de flesta av strålsäkerhetssystemen och den säkerhetskritiska utrustningen befinner sig inomhus kan det antas att det vanligtvis är invändiga bränder som utgör det största hotet mot en anläggnings strålsäkerhetsfunktioner. Utvändiga bränder kan emellertid också påverka de invändiga förhållandena. Vidare kan en utvändig brand sprida sig in i byggnaden. Om så sker ska hänsyn även tas till antändning av invändigt brännbart material.

För utvändiga bränder kan alltså krav behöva ställas på avskiljande och lastupptagande funktion hos byggnadens ytterväggar och tak. Detsamma gäller risken för spridning av brand från en byggnad till en annan. Vidare kan, om den utvändiga branden sprids in i byggnaden, krav komma att ställas på utformningen av den invändiga brandsektioneringen. Det ska noteras att inte bara primära utvändiga bränder behöver beaktas, utan för vissa andra typer av olyckshändelser, exempelvis jordbävning, explosion och flygplansstörtning eller påflygning, kan en utvändig brand uppstå som en följd av den inledande händelsen.

Vad gäller strålsäkerhet anges i råd till 3 kap. 1 § i SSMFS 2008:1 [67] brand som ett exempel på sådan händelse eller förhållande som kan påverka en kärnteknisk anläggnings barriärer eller säkerhetsfunktioner. I 3 kap. 1 § anges att en kärnteknisk anläggning ska vara konstruerad så att den bland annat har tålighet mot sådana händelser eller förhållanden som kan påverka anläggningens barriärer eller säkerhetsfunktioner. Anläggningen ska vidare vara konstruerad på ett sådant sätt att de system, komponenter och anordningar som behövs med hänsyn till säkerheten är möjliga att underhålla, kontrollera och prova. Konstruktionen ska så långt som det är möjligt och rimligt underlätta strålskyddet och det fysiska skyddet.

---

<sup>56</sup> I vissa utrymmen där en strikt brandcellsindelning ej är möjlig att utföra kan det i vissa sammanhang vara tillåtet att brandskyddet istället utgörs av en avståndsseparering av redundant utrustning viktig för strålsäkerheten (IAEA NS-G-1.7 [23], paragraf 3.15, 3.16 och 3.17). Se vidare råd till 14 § SSMFS 2008:17 [68].

<sup>57</sup> Detta utesluter inte nödvändigtvis att bränder påverkande flera brandceller kan behöva beaktas för en kärnteknisk anläggning.

<sup>58</sup> Enligt paragraf 3.9 i IAEA NS-G-1.7 [23].

<sup>59</sup> IAEA NS-G-1.7 [23] paragraf 3.14 anger ett minimikrav på brandmotstånd på 1 timme. Strängare krav kan vara nödvändiga till exempel vid separering av redundant utrustning, när utrustning kan påverkas av rökspridning eller för att förhindra höga temperaturer på motsatta sidan.

<sup>60</sup> Enligt paragraf 3.12 i IAEA NS-G-1.7 [23].

Vidare ställs krav i SSMs författningssamling på hantering av hot mot fortsatt verksamhet i kontrollrummet (se SSMFS 2008:17 [68], råd till 19 §) och bevakningscentralen (se SSMFS 2008:12 [57], råd till bilaga 2, punkterna 1.5 och 2.5) som kan uppstå på grund av en brand.

I SSMFS 2008:17 [47], råd till 14 §, anges att brand bör beaktas på följande sätt vid analys av inledande händelser:

1. Vid analys av brand som inledande händelse, behöver ytterligare en brand inte antas inträffa i anläggningen.
2. Vid analys av andra inledande händelser än brand, vilka i sin tur kan ge upphov till en brand, bör en brand antas inträffa som möjligt följdfel av den inledande händelsen.
3. Vid analys av andra händelser än brand, vilka i sin tur inte kan ge upphov till en brand, bör ändå en brand antas inträffa tidigast 12 timmar efter den inledande händelsen. Denna händelsesekvens behöver inte kombineras med ett enkelfel. Detta gäller för inledande händelser till och med händelseklassen ej förväntade händelser, rörbrotten undantagna.

I kapitel 4 redovisas lasten brandpåverkan med tillhörande lastkombination 25 vilket får anses motsvara punkt 1 ovan. Vad gäller punkt 2 har i kapitel 4 och kapitel 7 explicit redovisats 3 typer av händelser som direkt kan ge upphov till en brand, jordbävning, explosion respektive flygplansstörtning eller påflygning. För dessa händelser ska alltså lasteffekter av brand beaktas inom ramen för aktuell händelses lastkombination. Även andra inledande händelser kan naturligtvis i sin tur ge upphov till en brand. Om detta är fallet eller ej får avgöras för varje specifikt fall. Brand såsom beskrivs under punkt 3 kan anses ingå i lasten brandpåverkan, med initialt anläggningstillstånd motsvarande det som är vid handen 12 timmar (eller senare om det skulle vara mer kritiskt) efter den inledande händelsen.

Vilka brandkrav som ställs på en kärnteknisk anläggning och dess byggnader och byggnadsdelar framgår av allmänna och för kärntekniska anläggningar specifika lagar, regler etc. inkluderande Boverkets regelverk och SSMs författningssamling. Brandkraven redovisas i respektive anläggningens dokumentation inklusive SAR. Den beskrivning som givits i detta och de föregående avsnitten ska endast ses som en allmän introduktion till den kravbild som finns avseende brandskydd för kärntekniska anläggningar.

I det följande förutsätts att brandkrav vad gäller bärförmåga och begränsning av brandspridning för såväl konventionella krav som krav på strålsäkerhet specificeras genom angivande av brandteknisk klass för upprätthållande av brandcells- och sektioneringsgränser (E = integritet, I = isolering) och av brandteknisk klass i bärande avseende (R = bärförmåga) för de byggnadsdelar och byggnader som berörs.

De tillägg och ändringar till EKS 10 [12] och eurokoderna som redovisas i det följande avser i första hand uppfyllandet av strålsäkerhetskrav.

## **9.2 Termisk och mekanisk verkan av brand**

### **9.2.1 Inledning**

I SS-EN 1991-1-2 [39] anges att vid dimensionering med avseende på brand kan föreskrivande respektive funktionskravsbaseade regler tillämpas. Vid nyttjande av den föreskrivande metoden tillämpas nominella brandförlopp (nominellt temperatur-tidsförlopp, till exempel den så kallade standardbrandkurvan) medan för den funktionsbaseade metoden (naturligt brandförlopp) tillämpas avancerade ingenjörsmetoder baseade på fysiska och kemiska parametrar för att beskriva temperaturpåverkan. Det får avgöras från fall till fall om någon av de i SS-EN 1991-1-2 [39]

redovisade nominella brandförloppen är tillämpliga<sup>61</sup>, om andra nominella brandförlopp istället bör användas, eller om avancerade metoder bör tillgripas<sup>62</sup>.

SS-EN 1991-1-2 [39] redovisar övergripande tillämpliga analys- och verifieringsmetoder och hur dessa kan kombineras vid dimensionering med avseende på brand. Man skiljer på analyser av en enskild bärverksdel, av delar av bärverket och av globala analyser av hela bärverket. Vad gäller verifieringsmetoder anger SS-EN 1991-1-2 [39] att tabellerade data, förenklade beräkningsmodeller eller avancerade beräkningsmodeller kan nyttjas. Analys- och verifieringsmetoder tillämpliga för betongkonstruktioner redovisas närmare i avsnitt 9.3.

I avsnitt 2.1 av SS-EN 1991-1-2 [39] anges att vid dimensioneringen av bärverk med hänsyn till brand bör följande steg beaktas, i den mån de är tillämpliga:

- Valet av dimensionerande brandscenario,
- fastställande av motsvarande dimensionerande brandbelastning,
- beräkning av temperaturutvecklingen i bärverksdelarna,
- beräkning av bärverkets mekaniska beteende då det utsätts för brand.

SS-EN 1991-1-2 [39] kan tillämpas med de ändringar och tillägg som redovisas i följande avsnitt.

## **9.2.2 Allmänt**

Kapitel 1 i SS-EN 1991-1-2 [39], tillämpas med följande ändringar och tillägg.

### **9.2.2.1 Omfattning**

*Avsnitt 1.1, SS-EN 1991-1-2 [39]*

Omfattning behandlas generellt i avsnitt 2.2 och 2.3.

### **9.2.2.2 Normativa hänvisningar**

*Avsnitt 1.2, SS-EN 1991-1-2 [39]*

Normativa hänvisningar behandlas generellt i avsnitt 2.4.

### **9.2.2.3 Förutsättningar**

*Avsnitt 1.3, SS-EN 1991-1-2 [39]*

Förutsättningar behandlas generellt i avsnitt 2.5.

### **9.2.2.4 Skillnader mellan principer och råd**

*Avsnitt 1.4, SS-EN 1991-1-2 [39]*

Modifieras enligt avsnitt 2.6.

### **9.2.2.5 Termer och definitioner**

*Avsnitt 1.5, SS-EN 1991-1-2 [39]*

Termer och definitioner behandlas generellt i avsnitt 2.7.

---

<sup>61</sup> EKS 10 [12] hänvisar till avsnitt 4.2 i SS-EN 13501-2 [55] vad gäller nominella brandförlopp.

<sup>62</sup> Notera att EKS 10 [12] kapitel 1.1.2 11 § anger att för klassificering av brandmotstånd får endast ett nominellt temperatur-tidförlopp användas. I avsnitt 2.12 och 6.3 av IAEA NS-G-2.1 [25] anges att brandbelastningen bör minimeras i områden av anläggningen som har identifierats såsom viktiga för säkerheten.

#### 9.2.2.6 Beteckningar

*Avsnitt 1.6, SS-EN 1991-1-2 [39]*

Beteckningar behandlas generellt i avsnitt 2.7.

### 9.2.3 Dimensionering av bärverk vid brand

Kapitel 2 i SS-EN 1991-1-2 [39], tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 9.2.3.1 Dimensionerande brandscenario

*Avsnitt 2.2 (3), SS-EN 1991-1-2 [39]*

Tid- och lastberoende beteende hos ett bärverk bör beaktas om det inte kan visas att effekterna är försumbara.

#### 9.2.3.2 Dimensionerande brand

*Avsnitt 2.3 (3), SS-EN 1991-1-2 [39]*

Dimensionerande nominellt brandförlopp bör bestämmas från fall till fall, se avsnitt 9.2.1 ovan.

#### 9.2.3.3 Mekanisk analys

*Avsnitt 2.5 (3), SS-EN 1991-1-2 [39]*

Det kan vara nödvändigt att även inkludera avsvalningsfasen i den mekaniska analysen om kritiska spänningstillstånd eller uppsprickningsförhållanden då kan uppstå i vissa bärverksdelar.

### 9.2.4 Temperaturpåverkan vid temperaturanalys

Kapitel 3 i SS-EN 1991-1-2 [39], tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 9.2.4.1 Naturliga brandförlopp

*Avsnitt 3.3.1.3 (1), SS-EN 1991-1-2 [39]*

Dimensionering bör utföras för fullt utvecklad brand.

### 9.2.5 Mekanisk påverkan för bärverksanalys

Kapitel 4 i SS-EN 1991-1-2 [39], tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 9.2.5.1 Allmänt

*Avsnitt 4.1 (1), SS-EN 1991-1-2 [39]*

Andra strecksatsen utgår. De lättnader som där anges vad gäller att ej ta hänsyn till lasteffekter av deformationer orsakade av temperaturförändringar på grund av brand bör ej tillämpas utan särskild utredning.

*Avsnitt 4.1 (4), SS-EN 1991-1-2 [39]*

Detta råd utgår. De lättnader som där anges vad gäller att ej ta hänsyn till tvångskrafter på en konstruktionsdel som härrör från närliggande konstruktionsdelar bör ej tillämpas utan särskild utredning.

#### 9.2.5.2 Samtidigt uppträdande laster

*Avsnitt 4.2 (5), SS-EN 1991-1-2 [39]*

Detta råd utgår. Processrelaterade laster och andra nyttiga laster ska beaktas i enlighet med de krav som ställs på respektive anläggning.

#### 9.2.5.3 Lastkombinationer

Avsnitt 4.3, SS-EN 1991-1-2 [39]

De förenklade reglerna kan endast tillämpas under vissa förutsättningar, se vidare avsnitt 9.3.

### 9.2.6 Bilagor i SS-EN 1991-1-2 [39]

#### 9.2.6.1 Parameterberoende temperatur-tidförlopp

Bilaga A i SS-EN 1991-1-2 [39], kan tillämpas.

#### 9.2.6.2 Temperaturpåverkan på utvändiga konstruktionsdelar – Förenklad beräkningsmetod

Bilaga B i SS-EN 1991-1-2 [39], kan tillämpas.

#### 9.2.6.3 Lokal brand

Bilaga C i SS-EN 1991-1-2 [39], tillämpas ej.

#### 9.2.6.4 Avancerade brandförloppsmodeller

Bilaga D i SS-EN 1991-1-2 [39], kan tillämpas.

#### 9.2.6.5 Brandbelastningsintensiteter

Bilaga E i SS-EN 1991-1-2 [39], ej tillämplig enligt EKS 10 [12].

#### 9.2.6.6 Ekvivalent brandvaraktighet

Bilaga F i SS-EN 1991-1-2 [39], ej tillämplig enligt EKS 10 [12]. Vidare anges i EKS 10 [12] att brandbelastning bör bestämmas enligt Boverkets handbok "Brandbelastning".

#### 9.2.6.7 Formfaktor

Bilaga G i SS-EN 1991-1-2 [39], kan tillämpas.

## 9.3 Brandteknisk dimensionering av betongkonstruktioner

### 9.3.1 Inledning

I inledningen till SS-EN 1992-1-2 [48] (tabell 0.1) förtydligas tillämpningen av de analysmetoder som översiktligt beskrivits i avsnitt 9.2.1 ovan för dimensionering av konventionella betongkonstruktioner med hänsyn till brand:

- Vid analys av enskilda bärverksdelar så betraktas bärverksdelarna som separerade från varandra. Därmed beaktas ej tvångskrafter på grund av brand, utom de som uppstår på grund av temperaturgradienter.
- Vid analys av delar av bärverket beaktas tvångskrafter på grund av brand för de delar som analyseras, men ingen tidsbunden koppling med andra delar av bärverket antas.
- Vid analys av hela bärverket beaktas tvångskrafter på grund av brand i hela bärverket.

Kopplat till respektive analysmetod finns sedan olika beräkningsmetoder för verifiering av brandmotståndet. Dessa beräkningsmetoder utgörs av tabellerade data, förenklade beräkningsmetoder och avancerade beräkningsmetoder. Vissa kombinationer av metoder faller bort om inte en så kallad standardbrandkurva specificerad i SS-EN 1992-1-2 [48] kan anses vara representativ för brandcellen i fråga.

Vid nyttjande av standardbrandkurvan behöver enligt eurokoderna varken tvångskrafter på grund av brand (förutom med avseende på temperaturgradienten i en enskild bärverksdel) och tidsberoende upplagsförhållanden eller deformation med tillhörande deformationskriterium på grund av brand beaktas.

Notera att för kärntekniska anläggningar bör tvångskrafter, deformationer (med tillhörande deformationskriterium) och tidsberoende upplagsförhållanden och randvillkor på grund av brand beaktas oberoende av analys- och verifieringsmetod, om effekterna ej kan visas ha en försumbar inverkan. Jämför de ändringar och tillägg som införts i avsnitt 9.2.5 ovan och i avsnitt 9.3.3 nedan. Detta utesluter inte nyttjandet av tabellerade data och förenklade beräkningsmetoder, så länge det kan visas att effekterna angivna ovan är försumbara.

Tabellerade data och förenklade beräkningsmetoder är för verifiering av bärförmåga vid brand i vissa fall endast tillämpliga vid analys av brand som inledande händelse, dvs. i de fall som övriga laster på bärverksdelen ej ökar i samband med olyckshändelsen och då bärverksdelens bärförmåga inte har reducerats på grund av mekanisk påverkan som följd av den inledande olyckshändelsen (ej brand).

I Figur 9.1 redovisas ett flödesschema vad gäller vilken typ av verifieringsmetod som kan tillämpas, flödesschemat beskrivs kortfattat nedan. Utgångspunkten är att använda en så enkel metod som möjligt.

I SS-EN 1991-1-2 [39] definieras en standardbrand som är tillämplig i många fall för konventionella byggnader. För vilka brandceller inom en kärnteknisk anläggning som standardbranden är tillämplig får avgöras från fall till fall. För standardbrandkurvan finns i SS-EN 1992-1-2 [48] (kapitel 5) tabellerade data för vedertagna lösningar för brandmotstånd upp till 240 minuter hos olika typer av bärverksdelar av betong (pelare, väggar, balkar och plattor).

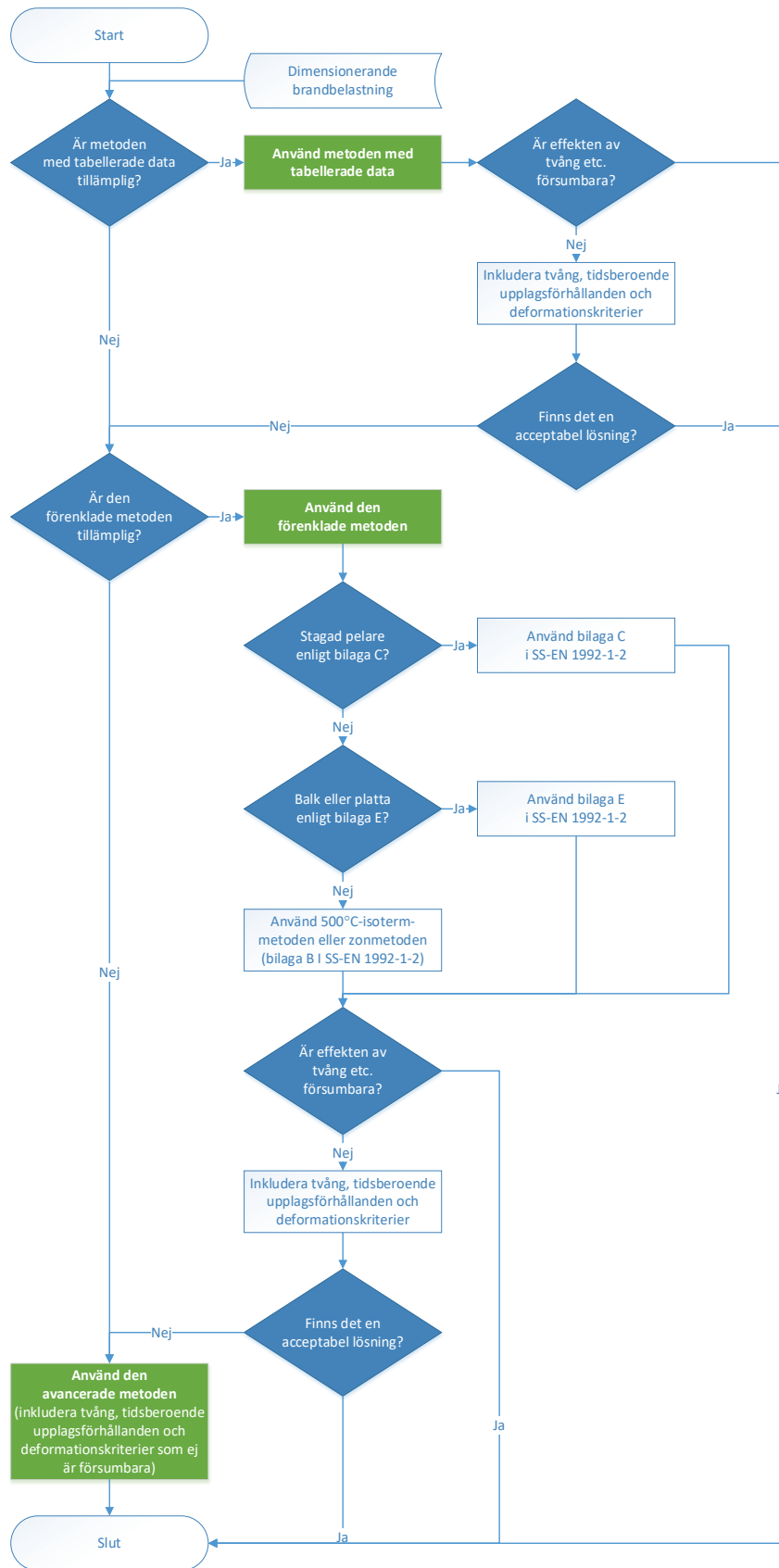
Är ej tabellerade data tillämpliga kan istället förenklade beräkningsmetoder nyttjas. Det finns fyra olika typer redovisade i SS-EN 1992-1-2 [48]. För stagade pelare finns redovisat en metod baserat på ett krökningsantagande (SS-EN 1992-1-2 [48], bilaga B, avsnitt B.3). För denna metod finns även tabellerade värden gällande för en standardbrand (SS-EN 1992-1-2 [48], bilaga C). Förenklade beräkningsmetoder för balkar och plattor, som endast är tillämpbara under förutsättningen huvudsakligen jämnt utbredd last och linjär analys eller linjär analys med begränsad omfördelning vid dimensionering för lastfall vid normal temperatur, finns redovisade i bilaga E av SS-EN 1992-1-2 [48]. Om dessa beräkningsmetoder ej är tillämpliga finns två mer generella metoder, 500°C-isotermmetoden och zonmetoden (bilaga B av SS-EN 1992-1-2 [48]). Den första metoden kan förenklat sägas gå ut på att all betong med temperaturer under 500°C anses fullt verksam medan övriga betongdelar anses helt överksamma. Därefter genomförs en konventionell tvärsnittsdimensionering för det modifierade tvärsnittet. I zonmetoden delar man in betongkonstruktionen i zoner för vilka kapaciteten är beroende av maximal temperatur inom respektive zon. Den sistnämnda metoden är mer noggrann men också mer mödosam.

Om inte heller någon av de förenklade metoderna är tillämpliga återstår endast att tillämpa avancerade metoder där brandens inverkan på bärverket studeras i detalj där hänsyn tas till aktuell temperaturfördelning i konstruktionen med tillhörande tvångskrafter och tidsberoende randvillkor samt reduktion av betongkonstruktionens bärförmåga.

Enligt eurokoderna behöver tvång (förutom temperaturgradienten i studerad bärverksdel), tidsberoende upplagsförhållanden eller deformation/deformationskriterier ej alltid beaktas. För kärntekniska anläggningar bör det påvisas att sådana effekter endast har en försumbar inverkan, annars bör de beaktas.

SS-EN 1992-1-2 [48] kan tillämpas med de ändringar och tillägg som redovisas i följande avsnitt.





Figur 9.1 – Flödesschema vad gäller vilken typ av verifieringsmetod som bör tillämpas.

### **9.3.2 Allmänt**

Kapitel 1 i SS-EN 1992-1-2 [48], tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### **9.3.2.1 Omfattning**

*Avsnitt 1.1, SS-EN 1992-1-2 [48]*

Omfattning behandlas generellt i avsnitt 2.2 och 2.3.

#### **9.3.2.2 Normativa hänvisningar**

*Avsnitt 1.2, SS-EN 1992-1-2 [48]*

Normativa hänvisningar behandlas generellt i avsnitt 2.4.

#### **9.3.2.3 Förutsättningar**

*Avsnitt 1.3, SS-EN 1992-1-2 [48]*

Förutsättningar behandlas generellt i avsnitt 2.5.

#### **9.3.2.4 Skillnader mellan principer och råd**

*Avsnitt 1.4, SS-EN 1992-1-2 [48]*

Modifieras enligt avsnitt 2.6.

#### **9.3.2.5 Definitioner**

*Avsnitt 1.5, SS-EN 1992-1-2 [48]*

Termer och definitioner behandlas generellt i avsnitt 2.7.

#### **9.3.2.6 Symboler**

*Avsnitt 1.6, SS-EN 1992-1-2 [48]*

Beteckningar behandlas generellt i avsnitt 2.7.

### **9.3.3 Grundläggande dimensioneringsregler**

Kapitel 2 i SS-EN 1992-1-2 [48], tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### **9.3.3.1 Krav**

*Avsnitt 2.1.1 (4), SS-EN 1992-1-2 [48]*

Andra strecksatsen utgår. De lättnader som där anges vad gäller att ej ta hänsyn till deformationskriterier bör ej tillämpas utan särskild utredning.

#### **9.3.3.2 Verifieringsmetoder**

*Avsnitt 2.4.1 (3), avsnitt 2.4.2 (4), avsnitt 2.4.2 (5), avsnitt 2.4.3 (3) och avsnitt 2.4.3 (5), SS-EN 1992-1-2 [48]*

Notera att för alla typer av analyser (analys av en enskild bärverksdel, analys av delar av bärverk och global analys) bör tvångskrafter, deformationer (med tillhörande deformationskriterium) och tidsberoende upplagsförhållanden och randvillkor på grund av brand beaktas om de ej kan visas ha en försumbar inverkan.

### **9.3.4 Materialegenskaper**

Kapitel 3 i SS-EN 1992-1-2 [48], tillämpas utan ändringar och tillägg.

### **9.3.5 Dimensioneringsmetoder**

Kapitel 4 i SS-EN 1992-1-2 [48], tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 9.3.5.1 Skjuvning, vridning och förankring

*Avsnitt 4.4 (1), SS-EN 1992-1-2 [48]*

Tillämpbarheten av denna paragraf (lättnad) bör bedömas och konfirmeras av ansvarig konstruktör från fall till fall.

#### 9.3.5.2 Spjälkning

*Avsnitt 4.5.1 (1), SS-EN 1992-1-2 [48]*

Spjälkning tillåts ej i de fall nedfallande betong riskerar att skada strukturer, system eller komponenter viktiga för strålsäkerheten.

### **9.3.6 Tabellerade data**

Kapitel 5 i SS-EN 1992-1-2 [48], tillämpas med följande ändringar och tillägg.

#### 9.3.6.1 Allmänt

*Avsnitt 5.1 (3), SS-EN 1992-1-2 [48]*

Tillämpbarheten av denna paragraf (lättnad) bör bedömas och konfirmeras av ansvarig konstruktör från fall till fall.

#### 9.3.6.2 Väggar

*Avsnitt 5.4.2 (2), SS-EN 1992-1-2 [48]*

Oarmerade betongväggar bör ej uppföras.

### **9.3.7 Höghållfast betong**

Kapitel 6 i SS-EN 1992-1-2 [48], tillämpas utan ändringar och tillägg.

### **9.3.8 Bilagor i SS-EN 1992-1-2 [48]**

#### 9.3.8.1 Temperaturprofiler

Bilaga A i SS-EN 1992-1-2 [48], kan tillämpas.

#### 9.3.8.2 Förenklade beräkningsmetoder

Bilaga B i SS-EN 1992-1-2 [48], kan tillämpas.

#### 9.3.8.3 Knäckning av pelare vid brand

Bilaga C i SS-EN 1992-1-2 [48], kan tillämpas.

#### 9.3.8.4 Beräkningsmetoder för skjuvning, vridning och förankring

Bilaga D i SS-EN 1992-1-2 [48], kan tillämpas.

#### 9.3.8.5 Förenklad metod för balkar och plattor

Bilaga E i SS-EN 1992-1-2 [48], kan tillämpas.

## 9.4 Brand som följd av annan utvändig olyckshändelse

### 9.4.1 Inledning

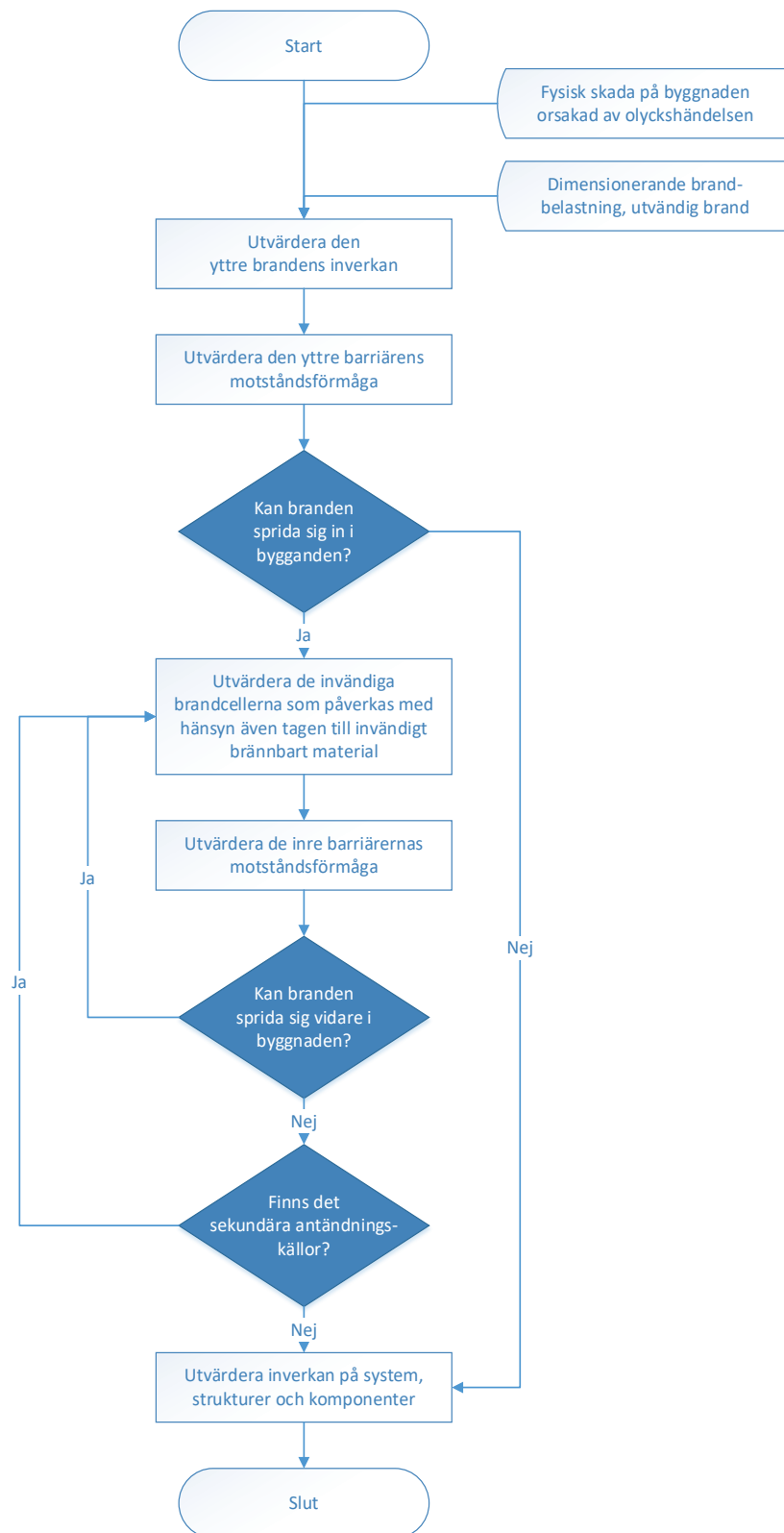
Såsom redan angivits i avsnitt 9.1.3 kan brand som följd av annan utvändig olyckshändelse behöva beaktas. Hur sådana bränder kan utvärderas sammanfattas i Figur 9.2 och beskrivs kortfattat nedan med fokus på termisk och mekanisk verkan av brand och på brandteknisk dimensionering av byggnadskonstruktioner. Processen är en modifierad variant av den process som redovisas i avsnitt 2.4.1 av IAEA Safety Report Series No. 87 [28].

Som indata till branddimensioneringen behövs information om vilken skada på byggnadskonstruktionen som den inledande händelsen (till exempel påflygning) har orsakat och vilken brandbelastning som kan uppstå på grund av olyckshändelsen (till exempel på grund av frigjort flygbränsle). Till skillnad från bränder behandlade i de föregående avsnitten så skiljer vi här mellan kortvarig inverkan av ett eldklot (till exempel på grund av antändning av plötsligt frigjort flygbränsle vid en påflygning) och en långvarig brand (till exempel orsakad av antändning av en ansamling av frigjort flygbränsle). Skada på byggnadskonstruktionen kan till exempel uppstå på grund av en tryckvåg, av splitter, eller av missiler genererade i samband med den inledande olyckshändelsen (till exempel påflygning). Skadan kan utgöras av reduktion av byggnadskonstruktionens bärförmåga och av dess brandavskiljande funktion, eller av skada på byggnadsdelar, öppningar, genomföringar, ventilation och luftintag så att spridning av brännbart material (till exempel flygbränsle), rök och giftig gas in i byggnaden ej med säkerhet kan förhindras.

Om byggnaden har ett yttre skal som kan motstå den inledande olyckshändelsen och samtidigt förhindrar spridning av brännbart material in i byggnaden så kontrolleras om det yttre skalet kan motstå brandbelastningen eller ej. Kan den det så begränsas betydligt brandens möjlighet att påverka invändig utrustning som är viktig för strålsäkerheten. Emellertid måste till exempel kontrolleras om det yttre skalets deformationer samt dess invändiga yttemperaturer orsakad av branden kan äventyra invändig utrustning.

Om branden kan sprida sig in i byggnaden genomförs en kontroll av de påverkade invändiga brandcellernas motståndsförmåga mot en brand orsakad av den sammantagna effekten av inträngande brännbart material och det invändiga brännbara material som fanns i brandcellerna redan före olyckan. Vidare bör hänsyn tas till sekundära antändningsmöjligheter. Denna del av processen itereras tills dess det visats att fortsatt brandspridning till någon angränsande brandcell ej längre kan ske. När brandspridningens omfattning är känd kan sedan brandens inverkan på utrustning viktig för strålsäkerheten utvärderas.

I det följande behandlas speciella frågeställningar relaterade till de inledande olyckshändelserna explosion och flygplansstörtning eller påflygning för vilka brand i kapitel 4 har specificerats som en möjlig direkt följd av händelsen. Såsom redan diskuterats ovan kan vid flygplansstörtning eller påflygning, som en följd av frigjort flygbränsle, ett eldklot samt en brand med längre varaktighet uppstå. Motsvarande brandfenomen kan även uppstå vid en yttre explosion.



**Figur 9.2 – Flödesschema, utvärdering av utvändig brand orsakad av annan olyckshändelse (från [5], modifierad).**

## 9.4.2 Brandbelastning

### 9.4.2.1 Eldklot

Ett eldklot kan uppstå på grund av antändning av plötsligt frigjorda brännbara vätskor eller gaser. Exempel på händelser som kan generera ett eldklot är rämnande trycksatta bränsletankar och flygplansstörtning eller påflygning med frigjort flygbränsle som följd.

Konsekvenserna för en byggnadsdel av ett eldklot kan principiellt bestämmas på följande vis:

- Bedöm massan  $M$  (kg) hos det bränsle som ingår i eldklotet.
- Beräkna eldklotets diameter  $D$  (m).
- Beräkna eldklotets varaktighet  $t_d$  (s).
- Beräkna värmestrålningens emissivitet  $E$  (kW/m<sup>2</sup>).
- Beräkna den infallande värmestrålningens värmeflöde till byggnadsdelen  $\dot{q}_{r,in}''$  (W/m<sup>2</sup>).
- Beräkna termisk och mekanisk verkan.

I avsnitt 2.4.3.1 av IAEA DD1087 [28] anges ekvationer och rekommenderade värden för att beräkna värmeflödet till en byggnadsdel enligt ovanstående beskrivning. Notera att metoden förutsätter att värmeöverföringen via konvektion i sammanhanget är försumbar.

### 9.4.2.2 Brand på grund av ansamlat bränsle

Frigjort bränsle i flytande form, till exempel som följd av en explosion, en flygplansstörtning eller påflygning, kan ansamlas och efter en antändning ge upphov till en brand med längre varaktighet. Brandens varaktighet beror naturligtvis på hur mycket bränsle som ansamlats.

Konsekvenserna för en byggnadsdel av en brand med längre varaktighet på grund av ansamlat bränsle kan principiellt bestämmas på följande vis:

- Bedöm massan  $M$  (kg) hos det bränsle som ansamlats.
- Beräkna bränsleförbränningshastigheten  $M''$  (kg m<sup>-2</sup> s<sup>-1</sup>) med hänsyn tagen till strålningseffekter.
- Beräkna brandens varaktighet  $t_p$  (s).
- Beräkna flamlängden  $H_f$  (m).
- Beräkna flamyttans emissivitet  $E$  (kW/m<sup>2</sup>).
- Uppskatta den maximala genomsnittliga gastemperaturen  $T_{max}$  (°C) med tillhörande konvektiv värmeöverföringskoefficient  $h_c$  (kW/m<sup>2</sup>K).
- Beräkna det totala värmeflödet som summan av konvektivt flöde och infallande värmestrålningsflöde till byggnadsdelen, inkluderande en säkerhetsfaktor.
- Beräkna termisk och mekanisk verkan.

I avsnitt 2.4.3.2 av IAEA DD1087 [28] anges ekvationer och rekommenderade värden för att beräkna värmeflödet till en byggnadsdel enligt ovanstående beskrivning.

## 9.4.3 Dimensionering

Dimensioneringen av påverkade betongkonstruktioner med hänsyn till utvändigt brand som följd av annan olyckshändelse kan i princip genomföras på motsvarande sätt som för andra bränder, se avsnitt 9.2 och 9.3. I många fall måste avancerade beräkningsmetoder tillgripas. En viktig fråga är då att ta hänsyn till den fysiska skada på byggnadskonstruktionen som den inledande händelsen (explosionen, flygplansstörtningen eller påflygningen) har orsakat. Om denna påverkan utgörs av stöt- eller impulslaster kan anvisningarna i kapitel 8 tillämpas för bedömning av eventuella skadors omfattning.

Notera att i IAEA NS-G-1.5 [24] paragraf 5.16 anges att avskiljande bärverk av betong ska ha en minsta tjocklek av 0,15 m för skydd mot utvändig brand, vilket enligt [24] motsvarar en standardbrand med en varaktighet av 3 timmar.





## 10. Dimensionering med avseende på byggrelaterade laster

### 10.1 Allmänt

Detta kapitel avser dimensionering och analys av betongkonstruktioner vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar relaterade till byggskedet.

### 10.2 Laster och lastkombinationer

Laster under byggskedet,  $Q_c$ , ska beaktas. Dessa kan utgöras av exempelvis laster relaterade till materialupplag, personal och utrustning, kranar, lyft och transporter, horisontella bygglaster, reaktionskrafter från maskiner, laster uppkomna vid montering och inpassning av byggnadsdelar, byggavfall och gjuttryck. Laster under byggskedet fastställs enligt SS-EN 1991-1-6 [46]. Eftersom anläggningen inte är i drift under byggskedet och per definition därmed i avställt läge, behöver seismisk last ej beaktas. Lastreduktionsfaktorer bestäms enligt SS-EN 1991-1-6 [46] bilaga A1, avsnitt A1.1 (brottgränstillståndet) och A1.2 (bruksgränstillståndet). Begreppet bygglaster inbegriper följande laster enligt SS-EN 1991-1-6 [46]:

- $Q_{ca}$  Personer och handverktyg
- $Q_{cb}$  Lagring av flyttbara föremål
- $Q_{cc}$  Icke permanent utrustning
- $Q_{cd}$  Rörliga tunga maskiner och rörlig utrustning
- $Q_{ce}$  Anhopning av byggavfall
- $Q_{cf}$  Last från delar av bärverket som befinner sig i ett övergångsstadium

Utöver dessa laster ska horisontell last enligt SS-EN 1991-1-6 [46] bilaga A1, avsnitt A1.3 beaktas.

Lastkombinationer för laster som uppträder under byggskedet uppställs i enlighet med anvisningar i SS-EN 1991-1-6 [46]. Normalt ska följande lastkombinationer och dimensioneringssituationer beaktas:

- Bruksgränstillståndet, karakteristiska lastkombinationer
- Bruksgränstillståndet, kvasi-permanenta lastkombinationer
- Brottgränstillståndet, tillfälliga dimensioneringssituationer
- Brottgränstillståndet, exceptionella dimensioneringssituationer

Lastkombinationer som ska tillämpas i byggskedet redovisas i Tabell 10.1.

Karakteristiska värden på naturlaster som vind och snö kan bestämmas speciellt för byggskedet baserat på byggskedets varaktighet, se tabell 3.1 i SS-EN 1991-1-6 [46].

**Tabell 10.1 – Lastkombinationer i byggskedet.**

Last	Lastkombinationer				
	gäller vid	bruksgränstillståndet, karakteristisk	bruksgränstillståndet, kvasipermanent	brottgränstillståndet, tillfällig	brottgränstillståndet, exceptionell
Nummer		C1	C2	C3	C4
<b>Permanenta laster</b>					
Egentyngd <sup>1)</sup>					
-ogynnsam $D_{k,sup}$		1,0	1,0	$\gamma_d \cdot 1,2$	1,0
-gynnsam $D_{k,inf}$		1,0	1,0	1,0	1,0
Markrörelse		1,0	1,0	$\gamma_d \cdot 1,2$	1,0
Jordtryck					
-ogynnsam		1,0	1,0	$\gamma_d \cdot 1,2$	1,0
-gynnsam		1,0	1,0	1,0	1,0
Förspänning					
-ogynnsam		1,0 $P_{pk,sup}$	1,0 $P_{pk,sup}$	$\gamma_d \cdot \gamma_{p,unfav}^{8)} P_{pm}$	$\gamma_{p,unfav}^{8)} P_{pm}$
-gynnsam		1,0 $P_{pk,inf}$	1,0 $P_{pk,inf}$	1,0 $P_{pm}$	1,0 $P_{pm}$
För-deformationer <sup>2)</sup>		1,0	1,0	$\gamma_d \cdot 1,2$	1,0
Krympning/hydratisering <sup>2)</sup>		1,0	1,0	$\gamma_d \cdot 1,2$	1,0
Laster orsakade av vatten					
-ogynnsam		1,0	1,0	$\gamma_d \cdot 1,2$	1,0
-gynnsam		1,0	1,0	1,0	1,0
<b>Variabla laster<sup>3)</sup></b>					
Bygglaster $Q_c^{4)}$		1,0 $\psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2^{5)}$
Jordtryck		1,0 $\psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2^{5)}$
Förspänning		1,0 $\psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2^{5)}$
För-deformationer		1,0 $\psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2^{5)}$
Krympning/hydratisering		1,0 $\psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2^{5)}$
Laster orsakade av vatten		1,0 $\psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2^{5)}$
Vindlast		1,0 $\psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2^{5)}$
Snölast		1,0 $\psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2^{5)}$
Nedisning		1,0 $\psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2$	$\gamma_d \cdot 1,5 \psi_0^{7)}$	1,0 $\psi_2^{5)}$
<b>Olyckslaster</b>					
Vindlast					1,0 <sup>6)</sup>
Snölast					1,0 <sup>6)</sup>
Laster orsakade av vatten					1,0 <sup>6)</sup>
Olyckslast					1,0 <sup>6)</sup>
<b>Gränstillstånd</b>		SLS	SLS	ULS	ULS
<b>Lastkomb./Dim.sit.</b>		Karakteristisk	Kvasi-perm.	Transient	Exceptionell

<sup>1)</sup> Beträffande övre och undre värden se avsnitt 4.2.1.

<sup>2)</sup> Om lasten är gynnsam ska den sättas till 0.

<sup>3)</sup> Variabla laster som är gynnsamma ska sättas till 0.

<sup>4)</sup> Begreppet bygglaster inbegriper ett antal olika laster.

<sup>5)</sup> Om någon av dessa laster är dominerande ska  $\psi_2$  ersättas med  $\psi_1$  för denna last.

<sup>6)</sup> Endast en av dessa laster medtages åt gången.

<sup>7)</sup> Om en av dessa laster är huvudlast ska  $\psi_0$  ersättas med 1,0 för denna last.

<sup>8)</sup>  $\gamma_{p,unfav}$  sätts till 1,2 för kontroll av lokala effekter och till 1,3 vid risk för instabilitet vid utvändigt förspänning, se vidare SS-EN 1992-1-1 avsnitt 2.4.2.2. För övriga fall sätts  $\gamma_{p,unfav}$  till 1,0.

### **10.3 Krav i byggskedet**

I byggskedet med lastkombinationer enligt avsnitt 10.2 ska SS-EN 1991-1-6 [46] visas vara uppfyllt.

Vidare ska för reaktorinneslutningen med karakteristiska lastkombinationer i bruksgränstillståndet visas att subsubarticle CC-3430 Allowable Stresses for Service Loads i ASME Sect III Div 2 [9] samt krav gällande för byggskedet i CC-3600 Liner Design Analysis Procedures, CC-3700 Liner Design och CC-3800 Liner Design Details i ASME Sect III Div 2 [9] visas vara uppfyllda.

Vid ändring eller renovering ska i tillägg till ovan, övriga delar av DNB visas vara uppfyllda för de delar av byggnadskonstruktionen som ej direkt utgör ombyggnadsområde, men som kan komma att påverkas av bygglasterna.



## **11. Erkännanden**

Denna rapport är beställd och finansierad av Strålsäkerhetsmyndigheten, (SSM). Författarna tackar SSM för att ha fått möjlighet att genomföra denna studie.



## 12. Referenser

- [1] American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) with Commentary, augusti 2011
- [2] American Concrete Institute, Code Requirements for Nuclear Safety-Related Structural Concrete Structures (ACI 349-06) with Commentary, september 2007
- [3] American Nuclear Society, ANSI/ANS-2.26-2004 Categorization of Nuclear Facility Structures, Systems, and Components for Seismic Design
- [4] American Nuclear Society, ANSI/ANS-51.1-1983 Nuclear Safety Criteria for the Design of Stationary Pressurized Water Reactor Plants
- [5] American Nuclear Society, ANSI/ANS-52.1-1983 Nuclear Safety Criteria for the Design of Stationary Boiling Water Reactor Plants
- [6] American Society of Civil Engineers, ASCE 4-16 Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary
- [7] American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 43-05 Seismic Design Criteria for Structures, Systems, and Components in Nuclear Facilities
- [8] American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 59-11 Blast Protection of Buildings
- [9] American Society of Mechanical Engineers, ASME Boiler and Pressure Vessel Code Section III Division 2 Code for Concrete Containments, 2010
- [10] American Society of Mechanical Engineers, ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Code Cases: Nuclear Components Supplement 7, oktober 2011
- [11] Boverket, BFS 2011:6 - BBR 18 Boverkets byggregler (föreskrifter och allmänna råd), april 2011
- [12] Boverket, BFS 2011:10 med ändringar t.o.m. BFS 2015:6 – EKS 10 Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder) – Boverkets konstruktionsregler, EKS 10, januari 2016
- [13] ERIN Engineering and Research Inc., NEI 07-13 Methodology for Performing Aircraft Impact Assessment for New Plant Designs, Revision 8P, april 2011
- [14] European Committee for Standardization, CEN Workshop Agreement CWA 17377 Design and Construction Codes for Gen II to IV nuclear facilities (pilot case for process for evolution of AFCEN Codes), februari 2019
- [15] European Nuclear Safety Regulators Group ENSREG Sweden peer review country report Stress tests performed on European nuclear power plants, april 2012
- [16] French Association for Design, Construction, and In-Service Inspection Rules for Nuclear Island Components, afcen, ETC-C EPR Technical Code for Civil Works, 2010 edition

- [17] Swedish Standard Institute, SIS, Svensk standard SS 212551:2013 Spännarmering – Allmänna krav, Utgåva 1, juni 2013
- [18] Swedish Standard Institute, SIS, Svensk standard SS 212552:2013 Spännarmering – Tråd, Utgåva 1, juni 2013
- [19] Swedish Standard Institute, SIS, Svensk standard SS 212553:2013 Spännarmering – Lina, Utgåva 1, juni 2013
- [20] Swedish Standard Institute, SIS, Svensk standard SS 212554:2013 Spännarmering – Stång, Utgåva 1, juni 2013
- [21] Henkel F-O, Klein D, Variants of the load case airplane crash, paper #J03/2, Transactions SMiRT 19, August 2007
- [22] International Atomic Energy Agency, IAEA Safety Guide NS-G-1.6 Seismic Design and Qualification for Nuclear Power Plants, november 2003
- [23] International Atomic Energy Agency, IAEA Safety Guide NS-G-1.7 Protection against Internal Fires and Explosions in the Design of Nuclear Power Plants, september 2004
- [24] International Atomic Energy Agency, IAEA Safety Guide NS-G-1.5 External Events Excluding Earthquakes in the Design of Nuclear Power Plants, november 2003
- [25] International Atomic Energy Agency, IAEA Safety Guide NS-G-2.1 Fire Safety in the Operation of Nuclear Power Plants, juli 2000
- [26] International Atomic Energy Agency, IAEA Safety Guide NS-G-2.13 Evaluation of Seismic Safety for Existing Nuclear Installations, maj 2009
- [27] International Atomic Energy Agency, IAEA Safety Requirements NS-R-3 (Rev. 1) Site Evaluation for Nuclear Installations, februari 2016
- [28] International Atomic Energy Agency, IAEA Safety Report Series DD1087 Safety Aspects of Nuclear Power Plants against Human Induced External Events: Assessment of Structures, Draft R3D4, mars 2015
- [29] International Atomic Energy Agency, IAEA Safety Standards Series SSG-9 Seismic Hazards in Site Evaluation for Nuclear Installations, augusti 2010
- [30] International Atomic Energy Agency, IAEA Safety Standards Series SSG-30 Safety Classification of Structures, Systems and Components in Nuclear Power Plants, maj 2014
- [31] International Atomic Energy Agency, IAEA Specific Safety Requirements SSR-2/1 (Rev. 1) Safety of Nuclear Power Plants: Design, februari 2016
- [32] International Association for the Engineering Analysis Community, NAFEMS, How to – Model Structural Concrete using Finite Element Analysis, 2015



- [33] Jowett J., Kinsella K., Soft missile perforation analysis of small and large scale concrete slabs, Structures under Shock and Impact (BULSON, P.S., Ed.), Elsevier (1989) 121-132
- [34] Li Q. M., Impact Effects on Concrete, Advances in Protective Structure Research (HAO, LI, Eds.), CRC Press (2012), Chapter 10
- [35] Riera J. D., On the stress analysis of structures subjected to aircraft impact forces, Nuclear Engineering and Design, 8 (1968) 415-426
- [36] Scanscot Technology AB, Dimensioneringsregler för byggnader (DRB:2001), mars 2002
- [37] SS-EN 1990; Eurokod for Nuclear Installations: Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk, utgåva 1
- [38] SS-EN 1991-1-1; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-1: Allmänna laster – Tunghet, egentynngd, nyttig last för byggnader, utgåva 1
- [39] SS-EN 1991-1-2; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-2: Allmänna laster – termisk och mekanisk verkan av brand, utgåva 1
- [40] SS-EN 1991-1-3; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-3: Allmänna laster - snölast, utgåva 1
- [41] SS-EN 1991-1-4:2005; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-4: Allmänna laster - vindlast
- [42] SS-EN 1991-1-5; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-5: Allmänna laster - temperaturpåverkan, utgåva 1
- [43] SS-EN 1991-1-7:2006; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-7: Allmänna laster – Olyckslast
- [44] SS-EN 1991-3:2006; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 3: Laster av kranar och maskiner
- [45] SS-EN 1991-4:2006; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 4: Silor och behållare
- [46] SS-EN 1991-1-6:2005; Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-6: Allmänna laster – laster under byggskedet
- [47] SS-EN 1992-1-1:2005; Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader
- [48] SS-EN 1992-1-2:2004; Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-2: Allmänna regler – Brandteknisk dimensionering
- [49] SS-EN 1992-2:2005; Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 2: Broar

- [50] SS-EN 1992-3:2006; Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 3: Behållare och avskiljande konstruktioner för vätskor och granulära material
- [51] SS-EN 1992-4:2018; Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 4: Dimensionering av infästningar till betong
- [52] SS-EN 1993-1-1:2005; Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader
- [53] SS-EN 1997-1:2005; Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler
- [54] SS-EN 1998-1:2004; Eurokod 8: Dimensionering av bärverk med avseende på jordbävning
- [55] SS-EN 13501-2:2007; Brandteknisk klassificering av byggprodukter och byggnadselement - Del 2: Klassificering baserad på provningsdata från metoder som mäter brandmotstånd, utom för produkter för ventilationssystem, utgåva 2, oktober 2007
- [56] SSMFS 2011:3 Strålsäkerhetsmyndigheten, SSMFS 2011:3 Föreskrifter om ändring i Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter (SSMFS 2008:1) om säkerhet i kärntekniska anläggningar, november 2011
- [57] SSMFS 2008:12 Strålsäkerhetsmyndigheten, SSMFS 2008:12 Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter om mekaniska anordningar i vissa kärntekniska anläggningar, januari 2009
- [58] SSMFS 2008:13 Strålsäkerhetsmyndigheten, SSMFS 2008:13 Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter om mekaniska anordningar i vissa kärntekniska anläggningar, januari 2009
- [59] SSMFS 2008:17 Strålsäkerhetsmyndigheten, SSMFS 2008:17 Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter och allmänna råd om konstruktion och utförande av kärnkraftsreaktorer, januari 2009
- [60] Statens kärnkraftsinspektion, SKI Technical Report 92.3 Characterization of seismic ground motions for probabilistic safety analyses of nuclear facilities in Sweden, april 1992.
- [61] Stevenson J. D., Coman O., Design of Hazardous Mechanical Structures, Systems and Components for Extreme Loads, ASME Press, 2006
- [62] Strålsäkerhetscentralen (Finland), YVL B.2, Classification of systems, structures and components of a nuclear facility, november 2013.
- [63] Strålsäkerhetscentralen (Finland), YVL B.6, Containment of a nuclear power plant, november 2013.
- [64] Strålsäkerhetscentralen (Finland), YVL E.6, Buildings and structures of a nuclear facility, november 2013.

- [65] Strålsäkerhetsmyndigheten 2015:44, Krav på funktion, konstruktion och provning av reaktorinneslutningar, oktober 2015
- [66] Strålsäkerhetsmyndigheten, inriktningsdokument nr 131 Beredning av tillstånd och provning av tillståndsvillkor gällande kärntekniska anläggningar och andra komplexa anläggningar där strålning används, version 1, maj 2010
- [67] Strålsäkerhetsmyndigheten, SSMFS 2008:1 Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter om säkerhet i kärntekniska anläggningar, december 2008.
- [68] Strålsäkerhetsmyndigheten, SSMFS 2008:17 Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter om konstruktion och utförande av kärnkraftsreaktorer, december 2008.
- [69] Svenska kärnkraftsföretagen, Tekniska bestämmelser för mekaniska anordningar
- [70] Swedish Standard Institute, SIS, Svensk standard SS 212540:2011 Produktspecifikation för SS-EN 10080:2005 - Armeringsstål - Svetsbart armeringsstål - Tekniska leveransbestämmelser för stång, coils, svetsat nät och armeringsbalk
- [71] US Code of Federal Regulations 10CFR Part 50, General Design Criteria for Nuclear Power Plants.
- [72] U.S. Department of Energy, DOE Standard DOE-STD-3014-2006 Accident Analysis for Aircraft Crash into Hazardous Facilities, maj 2006
- [73] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.29, Seismic Design Classification for Nuclear Power Plants. Rev 5, juli 2016.
- [74] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.60, Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants. Rev 1, december 1973.
- [75] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.61, Damping values for Seismic Design of Nuclear Power Plants. Rev 1, mars 2007.
- [76] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.92, Combining Modal Responses and Spatial Components in Seismic Response Analysis. Rev 2, juli 2006.
- [77] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.136, Design Limits, Loading Conditions, Materials, Construction, and Testing of Concrete Containments. Rev 3, mars 2007.
- [78] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.208, A Performance-Based Approach to Define the Site-Specific Earthquake Ground Motion. March 2007
- [79] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.216, Containment Structural Integrity Evaluation for Internal Pressure Loadings Above Design-Basis Pressure. Rev 0, augusti 2010.
- [80] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Regulatory Guide 1.193, ASME Code Cases Not Approved For Use. Rev 5, augusti 2015.

- [81] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Standard Review Plan 3.7.1, Seismic Design Parameters, Rev 3, mars 2007.
- [82] U.S. Nuclear Regulatory Commission, Standard Review Plan 3.7.2, Seismic System Analysis, Rev 4 september 2013.
- [83] Western European Nuclear Regulators Association WENRA Safety of New NPP Designs, mars 2013
- [84] Western European Nuclear Regulators Association WENRA Safety Reference Levels for Existing Reactors, september 2014
- [85] Western European Nuclear Regulators Association WENRA Guidance Document Issue T: Natural Hazards Head Document, april 2015
- [86] Western European Nuclear Regulators Association WENRA Guidance Document Issue T: Natural Hazards Guidance on Seismic Events, oktober 2016

## Bilaga 1: Lista på figurer

	Sid.
Figur 1.1 – Principfigur visande dimensioneringsanvisningarnas upplägg.	11
Figur 2.1 – Exempel på gränsdragning för de delar av en barriärs tätplåt som täcks in av DNB.	15
Figur 2.2 Exempel på gränsdragning vad gäller fästplattor. Övre raden, ingjutna fästplattor. Undre raden, eftermonterade fästplattor	16
Figur 3.1 Exempel på kategorier av yttre händelser för svenska kärntekniska anläggningar.	34
Figur 3.2 Exempel på kategorier av yttre händelser för svenska kärntekniska anläggningar	34
Figur 3.3 De olika faserna i samband med en säkerhetsutvärdering av mänskligt förorsakade extrema yttre händelser	35
Figur 3.4 Exempel på chican vid en anslutning mellan konstruktionselement	44
Figur 5.1 – Sammanfattning av dimensioneringsanvisningar för reaktorinneslutningen	76
Figur 6.1 – Sammanfattning av dimensioneringsanvisningar för övriga	94
Figur 7.1 – Arbetsprocess för seismisk säkerhetsverifiering vid DBE.	111
Figur 7.2 Arbetsprocess för seismisk säkerhetsverifiering vid DEE	111
Figur 8.1 Identifiering av anläggningens flygplatsområde respektive transportsystem och flygkorridor som p.g.a. mänskligt felhandlande kan resultera i den inledande händelsen flygplansstörtning	140
Figur 8.2 Inledande händelsen flygplansstörtning, utveckling av händelsen samt exempel på parametrar och konsekvenser av händelsen. Figuren är även tillämplig för den postulerade händelsen påflygning	140
Figur 8.3 Schematisk plan över ett kärnkraftverk med de tre zonerna primär skadezon, sekundär skadezon (vrakdelar och splitter) respektive zon med brand och rök	141
Figur 9.1 – Flödesschema vad gäller vilken typ av verifieringsmetod som bör tillämpas.	155
Figur 9.2 – Flödesschema, utvärdering av utvändigt brand orsakad av annan olycks-händelse (från [5], modifierad).	159



## Bilaga 2: Lista på tabeller

	Sid.
Tabell 1.1 – Koppling mellan kapitelindelning i DNB och specifika regelverksdelar.	12
Tabell 3.1 - Säkerhetsklasser, kvalitetsklasser och seismiska klasser	25
Tabell 3.2 - Händelseklasser i enlighet med SSMFS 2008:17 2 §.	26
Tabell 3.3 – Koppling mellan händelseklasser, klassificering av laster, dimensioneringssituationer samt gränstillstånd.	27
Tabell 3.4 Djupförsvarsnivåer (från [65]).	31
Tabell 3.5 Exempel på acceptanskriterier för en kärnteknisk byggnad	36
Tabell 3.6 – Säkerhetskritiska strukturer, sammanfattning av uppgifter och egenskaper.	39
Tabell 3.7 Säkerhetskritiska strukturer, exempel på typ av dimensioneringskriterier	46
Tabell 3.8 – Dimensioneringssituationer som tillämpas i DNB.	47
Tabell 3.9 – Brottgränstillstånd som beaktas i DNB.	52
Tabell 4.1 – Principiell sammanställning över vilka lastkombinationer som ska beaktas (exklusive utmattningsberäkningar).	65
Tabell 4.2 – Lastreduktionsfaktorer för vissa laster ingående i eurokoderna.	66
Tabell 4.3 – Lastkombinationer i bruksgränstillståndet.	67
Tabell 4.4 – Säkerhetsklasser vid dimensionering i brottgränstillståndet.	68
Tabell 4.5 – Lastkombinationer i brottgränstillståndet – varaktiga & tillfälliga.	69
Tabell 4.6 – Lastkombinationer i brottgränstillståndet – exceptionella.	71
Tabell 4.7 – Lastkombinationer i brottgränstillståndet – mycket osannolika.	74
Tabell 5.1 – Identifierade avsteg där de strukturella kraven i ASME Sect III Div 2 ej uppfylls.	77
Tabell 6.1 Sammanställning av grundstandardre (minimikrav).	105
Tabell 7.1 - Seismisk klassning. Exempel på funktionskrav	101
Tabell 7.2 - Kategorisering av dimensioneringssituationerna	103
Tabell 7.3 - Dämpningsvärden för betongkonstruktioner (% av kritisk dämpning) enligt RG 1.61 [75] och ASCE 4-16 [6], med definition av spänningsnivå enligt ASCE 4-16 [6].	105
Tabell 8.1 – Schematisk sammanställning av exempel på olika typer av stöt- och impulslaster för olyckshändelserna missilträff, rörbrott och explosion.	129

Tabell 8.2 – Förstoringsfaktorer för att erhålla dynamiska hållfasthetsvärden ur statiska hållfasthetsvärden enligt eurokoderna (från [28]).	132
Tabell 8.3 – Acceptanskriterier, dominerande brottmod böjning och tryck ([28]).	137
Tabell 8.4 – Acceptanskriterier, dominerande brottmod böjskjuvning ([28]).	138
Tabell 8.5 – Acceptanskriterier, töjningsnivåer (	138
Tabell 8.6 - Exempel på karakterisering av lastparametrar till följd av stötlasten från en påflygning	142
Tabell 8.7 – Exempel på karakterisering av lastparametrar till följd av vibrationslasten från en påflygning	142
Tabell 8.8 – Sammanställning av olika typer av strukturanalyser som kan behöva genomföras för att kunna bedöma konsekvenserna av händelserna flygplansstörtning och påflygning	143
Tabell 10.1 – Lastkombinationer i byggskedet.	164



## Bilaga 3: Förkortningar

ACI 349	American Concrete Institute, Code Requirements for Nuclear Safety-Related Structural Concrete Structures (ACI 349-06) with Commentary
ACI 318	American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) with Commentary
ANS	American Nuclear Society
ANSI	American National Standards Institute
ASCE 4-16	American Society of Civil Engineers, ASCE 4-16 Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary
ASCE 43-05	American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 43-05 Seismic Design Criteria for Structures, Systems, and Components in Nuclear Facilities
ASME Sect III Div 2	American Society of Mechanical Engineers, ASME Boiler and Pressure Vessel Code Section III Division 2 Code for Concrete Containments
cont	Containment
DRB DRB:2001	Scanscot Technology AB, Dimensioneringsregler för byggnader (DRB:2001)
BWR	Kokvattenreaktor (från engelskans "Boiling Water Reactor")
ch	SLS-lastkombinationstyp karakteristisk
dec	Design Extension Condition
dec,s	Design Extension Condition, seismic
DBA	Design Basis Accident
DBE	Design Basis Earthquake
DBEE	Design Basis External Events
DEC	Design Extension Condition
DEE	Design Extension Earthquake
DEEE	Design Extension External Events
DLF	Dynamisk lastförstoringsfaktor
DNB	Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner (denna rapport)
EKS	Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder) – Boverkets konstruktionsregler, EKS
env	Environmental

ETC-C	French Association for Design, Construction, and In-Service Inspection Rules for Nuclear Island Components, afcen, ETC-C EPR Technical Code for Civil Works
exc	Exceptional
exc,s	Exceptional, seismic
FKA	Forsmark Kraft AB
freq	SLS-lastkombinationstyp frekvent
FSAR	Säkerhetsredovisning (från engelskans "Final Safety Analysis Report")
DNB	Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner (föreliggande rapport)
IAEA	International Atomic Energy Agency
int	Integrity
ISRS	Sekundärresponspektra (in-structure response spectra)
KFB	Konstruktionsförutsättningar för byggnader
KFM	Konstruktionsförutsättningar för mekaniska system
leak	Leak-tightness
LK	Lastkombination
OKG	OKG Aktiebolag
PBF	Plan- och byggförordning (2011:338)
PBL	Plan- och bygglagen (2010:900)
per	Persistent
PS	Pressure Suppression
PSA	Probability Safety Analysis
PSAR	Preliminär säkerhetsredovisning (från engelskans "Preliminary Safety Analysis Report")
PWR	Tryckvattenreaktor (från engelskans "Pressure Water Reactor")
qp	SLS-lastkombinationstyp kvasipermanent
RAB	Ringhals AB
SAR	Säkerhetsredovisning (från engelskans "Safety Analysis Report")
SCTE	Scanscot Technology AB
sec	Physical Security
SKB	Svensk Kärnbränslehantering
SKI	Statens Kärnkraftsinspektion (numera SSM)
SKIFS	Författningssamling utgiven av SKI

SKI Technical Report 92.3	Statens kärnkraftsinspektion, SKI Technical Report 92.3 Characterization of seismic ground motions for probabilistic safety analyses of nuclear facilities in Sweden
SLS	Bruksgränstillståndet (från engelskans "Serviceability Limit State")
SMA	Seismic Margin Assessment
SPSA	Seismic Probabilistic Safety Assessment
SSE	Safe Shutdown Earthquake
SS-EN	Svenska eurokoder i allmänhet
SS-EN 199x	Svensk eurokod x
SS-EN 199x-1-2	Specifik del av svensk eurokod x
SSI	Soil – Structure Interaction
SSM	Strålsäkerhetsmyndigheten
SSMFS yyyy:nr	Strålsäkerhetsmyndighetens föreskrifter år:nr
STR	Strength
tran	Transient
ULS	Brottgränstillståndet (från engelskans "Ultimate Limit State")
USNRC	United States Nuclear Regulatory Commission
vib	Vibrations
YVL-direktiv	Direktiv utgivna av finska Strålsäkerhetscentralen



## Bilaga 4: Termer och definitioner

Acceptanskriterier	Specificerade gränsvärden för en funktionell eller villkorad indikator som används för att bedöma om en struktur, ett system eller en komponent uppfyller kraven på strålsäkerhet.
Barriär	Fysiskt hinder som direkt eller indirekt motverkar spridning av radioaktiva ämnen eller medför skydd mot strålning.
Byggnad	Används synonymt med byggnadsverk.
Byggnadskonstruktion	Används synonymt med byggnadsverk.
Dimensioneringskriterier	Enligt eurokoderna kvantitativa formuleringar som för varje gränstillstånd beskriver de villkor som ska uppfyllas. En delmängd av dimensioneringskriterierna ingår i begreppet acceptanskriterier.
Djupförsvar	Tillämpning av flera överlappande nivåer av tekniska, organisatoriska och administrativa åtgärder för att skydda en anläggningens barriärer och vidmakthålla deras effektivitet samt för att skydda omgivningen om barriärerna inte skulle fungera som avsett.
Elastiskt beteende	Med elastiskt beteende avses att varken slak- eller spännarmening uppnår sträckgränsen. Betongen får emellertid spricka upp.
Elastiskt strukturbeteende	Med ett elastiskt strukturbeteende avses att snittkraftsfördelningen i konstruktionen baseras på en linjärelastisk bärverksanalys utan omfördelning.
Explosion	En process som ger upphov till en stötvåg.
Händelseklass	Klass av händelser och förhållanden som används vid konstruktion och deterministisk analys.
Kärnteknisk anläggning	Kärnkraftverk och annan kärnteknisk anläggning i enlighet med Strålsäkerhetsmyndighetens författningssamlingar.
Missil	Ett föremål som kommit i okontrollerad rörelse.
Normal användning	Avser alla händelser och förhållanden tillhörande händelseklasserna H1 (normal drift) och H2 (förväntade händelser).

Regel	<p>Formellt en fastlagd bestämmelse för hur en viss handling ska utföras. I denna betydelse är regler tvingande. Här tillämpas emellertid en vidare definition enligt följande.</p> <p>Regler har olika status och tillämpning. Vissa regler är bindande föreskrifter, fastställda av myndigheter; andra beskriver tekniska lösningar godkända men inte obligatoriska. Andra regler har fastställts av branschorganisationer.</p> <p>Många regler blir gällande genom att de åberopas i kontraktshandling.</p> <p>En del regler är varken fastställda av myndighet eller avsedda att ingå i kontraktshandlingar. Till denna kategori hör bland annat handböcker och andra publikationer av rådgivande eller rekommenderande karaktär.</p>
Regelverk	En uppsättning regler, se vidare ordet regel.
Struktur	Del av byggnadskonstruktion som utgör bärverk eller barriär.
Strålsäkerhet	<p>Gemensam benämning som omfattar strålskydd, säkerhet och fysiskt skydd för händelser och förhållanden tillhörande alla händelseklasser H1-H5 samt på grund av antagonistiska handlingar.</p> <p>Strålskydd innebär skydd av människa och miljö mot skadlig verkan av strålning genom berättigande av användning, optimering av skyddsåtgärder samt begränsning av stråldoser och exponeringsrisker.</p> <p>Säkerhet innebär skydd mot skadlig inverkan av strålning genom hög kvalitet i konstruktion och drift, förebyggande av fel på utrustning, felaktigt handlande eller annan omständighet som kan leda till olycka samt haverihantering och begränsning och fördröjning av utsläpp om en olycka ändå sker.</p> <p>Fysiskt skydd utgör skydd av verksamheter, anläggningar och utrustningar mot intrång, obehörigt handhavande, stöld, sabotage eller annan påverkan som kan medföra skadlig verkan av strålning.</p>
Strålsäkerhetsfunktion	<p>En funktion som är av betydelse för strålsäkerheten i en anläggning.</p> <p>Här inkluderas såväl identifierade funktioner som specificerade dimensioneringsvillkor ("functions" och "design provisions" enligt IAEAs nomenklatur [30]).</p>
Säkerhetsklass	Gruppering av strukturer, system och komponenter i anläggningen baserad på deras betydelse för strålsäkerheten.
Säkerhetskritisk	Med betydelse för strålsäkerheten.

Säkerhetsredovisning	<p>En säkerhetsredovisning ska sammantaget visa hur anläggningens säkerhet är anordnad för att skydda människors hälsa och miljön mot radiologiska olyckor. Redovisningen ska avspegla anläggningen som den är byggd, analyserad och verifierad samt visa hur gällande krav på dess konstruktion, funktion, organisation och verksamhet är uppfyllda. Gällande krav framgår av tillämpliga föreskrifter och tillståndsvillkor samt de regler, exempelvis industristandarder, som tillståndshavaren därutöver tillämpar för anläggningen. Säkerhetsredovisningen motsvarar Safety Analysis Report (SAR) enligt IAEAs terminologi. För de olika kärnkraftblocken i Sverige benämns säkerhetsredovisningen antingen SAR eller FSAR, där F står för "Final". I föreliggande rapport används benämningen SAR.</p> <p>Innan en anläggning får uppföras och innan större ombyggnader eller större ändringar av en befintlig anläggning genomförs ska en preliminär säkerhetsredovisning sammanställas, vanligen då benämnd PSAR, där P står för "Preliminary".</p>
Tröskeeffekt	<p>Med tröskeeffekt ("cliff edge" effekt) avses att en liten ändring av en parameter vid dimensionering ger upphov till ett abrupt försämrat tillstånd för anläggningen.</p>





## Bilaga 5: Beteckningar

$\delta_s$	Sättning
$\delta_u$	Ultimate displacement capacity for liner anchors enligt ASME Sect III Div 2 (maximal förskjutningskapacitet hos tätplåtens infästning)
$\varepsilon_{cs}$	Krympning
$\varepsilon_{sc}$	Liner strain allowable, compression enligt ASME Sect III Div 2 (maximalt tillåten töjning hos tätplåten, tryck)
$\varepsilon_{st}$	Liner strain allowable, tension enligt ASME Sect III Div 2 (maximalt tillåten töjning hos tätplåten, drag)
$\rho$	Densitet
$\rho, \rho'$	Armeringsinnehåll (på drag- respektive trycksida)
$\emptyset$	Diameter hos armeringsstång eller foderrör
$\emptyset_n$	Ekvivalent diameter för buntad armering
$A$	Tvärsnittsarea
$B$	Brandpåverkan
$D$	Egentyngd
$d_g$	Betongballastens maximala storlek
$E$	Elasticitetsmodul
$E_{DEE}$	Last orsakad av mycket osannolik jordbävning
$E_{DBE}$	Last orsakad av dimensionerande jordbävning (DBE)
$F$	Poolodynamisk last
$F$	Maximal resulterande dynamisk interaktionskraft
$f_c$	Specified compressive strength of concrete enligt ASME Sect III Div 2 (specificerad tryckhållfasthet för betong)
$f_{cd}$	Dimensioneringsvärde för betongens tryckhållfasthet
$F_{CH}$	Laster till följd av chugging
$F_{CO}$	Laster till följd av kondensationsoscillationer
$F_{ps}$	Strömningskrafter och slagkrafter vid nivåhävning
$f_{py}$	Specified tensile yield strength of prestressing steel enligt ASME Sect III Div 2 (specificerad sträckgräns för spännstål, drag)
$f_{py}$	Specified tensile yield strength of liner steel enligt ASME Sect III Div 2 (specificerad sträckgräns för tätplåt, drag)
$f_{po,1k}$	Karakteristiskt värde för spänningen i spännarmering vid töjningen 0,1%
$f_{pk}$	Karakteristiskt värde för spännarmeringens draghållfasthet

$f_{td}$	Dimensioneringsvärde för armeringens draghållfasthet
$f_{ud}$	Dimensioneringsvärde för ståls brott hållfasthet
$f_{yd}$	Dimensioneringsvärde för armeringens sträckgräns
$f_{yd}$	Dimensioneringsvärde för ståls sträckgräns
$F_{SRVa}$	Säkerhetsventilblåsning i samband med rörbrott
$F_{SRVe}$	Poolodynamisk last till följd av extrem säkerhetsventilblåsning
$F_u$	Liner anchor ultimate force capacity enligt ASME Sect III Div 2 (maximal kapacitet hos tätplåtens förankring för yttre last)
$f_y$	Specified tensile yield strength of reinforcing steel enligt ASME Sect III Div 2 (specificerad sträckgräns för armeringsstål, drag)
$F_y$	Liner anchor yield force capacity enligt ASME Sect III Div 2 (sträckgränskapacitet hos tätplåtens förankring)
$H_{ef}$	Last till följd av exceptionell yttre översvämning
$H_{ge}$	Jordtryck och jordlast
$H_{gw}$	Vattentryck vid normalt vattenstånd
$H_{if}$	Last till följd av exceptionella inre vattentryck
$H_{qe}$	Jordtryck orsakad av rörlig ytlast
$H_{qw}$	Skillnad mellan vattentryck vid tidsvariabelt vattenstånd och vattentrycket vid normalt vattenstånd
$k$	Missils eller bärverks ekvivalenta elastiska styvhet
$k$	Specificerad minimikvot mellan armeringsstångens brottkapacitet och dess flytgräns
$L$	Nyttig last
$L$	Missils längd
$l_d$	Minimum length of lap for tension splices enligt ASME Sect III Div 2 (minimiskarvlängd för armering utsatt för dragbelastning)
$M_d$	Processrelaterade laster vid driftstörning
$M_{d,\Delta T}$	Temperaturdifferenser och temperaturändringar vid driftstörning
$M_{d,Hqw}$	Skillnader mellan tidsvariabelt vattentryck och vattentryck vid normalt vattenstånd i samband med driftstörning
$M_{d,P}$	Över- eller undertryck vid driftstörning
$M_{d,R}$	Laster från rör- och processsystem vid driftstörning
$M_{d,SRV}$	Säkerhetsventilblåsning eller annan aktivering av högenergienhet i händelseklass H2
$M_n$	Processrelaterade laster vid normal drift och avställning
$M_{n,\Delta T}$	Temperaturdifferenser och temperaturändringar vid normal drift och avställning

$M_{n,HqW}$	Processrelaterade skillnader mellan tidsvariabelt vattentryck och vattentryck vid normalt vattenstånd
$M_{n,P}$	Processrelaterade över- eller undertryck vid normal drift och avställning
$M_{n,R}$	Processrelaterade laster från rör- och processystem
$M_{n,SRV}$	Säkerhetsventilblåsning eller annan aktivering av högenergienhet i händelseklass H1
$M_t$	Processrelaterade laster vid provning av anläggningen
$m$	Missils massa
$P_a$	Transienta över- eller undertryck i samband med rörbrott
$P_{aL}$	Specificerade tryck
$P_{cm}$	Missils deformationsmotstånd vid krossning
$P_g$	Differenstryck relaterade till andra händelser än rörbrott
$P_{g1}$	Tryck som uppstår då vätgas frigörs vid en 100-procentig reaktion mellan vatten och metall tillhörande bränslestavarna
$P_{g2}$	Tryck som uppstår på grund av okontrollerbar vätgasförbränning
$P_{g3}$	Tryck som uppstår när inneslutningen efter en olycka fylls med inert gas
$P_p$	Spännkraft
$P_{pk,inf}(t)$	Motsvarar $P_{k,inf}(t)$ i SS-EN 1992-1-1
$P_{pk,sup}(t)$	Motsvarar $P_{k,sup}(t)$ i SS-EN 1992-1-1
$P_{pm}(t)$	Motsvarar $P_m(t)$ i SS-EN 1992-1-1
$Q_c$	Laster under byggskedet
$Q_{ca}$	Personer och handverktyg
$Q_{cb}$	Lagring av flyttbara föremål
$Q_{cc}$	Icke permanent utrustning
$Q_{cd}$	Rörliga tunga maskiner och rörlig utrustning
$Q_{ce}$	Anhopning av byggavfall
$Q_{cf}$	Last från delar av bärverket som befinner sig i ett övergångsstadium
$R$	Direkta laster orsakade av rörbrott
$R_{ij}$	Jetstrålkraft vid rörbrott
$R_{rm}$	Missillast till följd av rörbrott
$R_{rr}$	Rörstödsreaktionskrafter till följd av rörbrott
$S$	Snölast
$t$	Tidsvariabel
$\Delta T$	Klimatrelaterad temperaturdifferens och temperaturändringar

$\Delta T_a$	Temperaturdifferenser och temperaturändringar associerade med $P_a$
$\Delta T_{aL}$	Temperaturdifferenser och temperaturändringar associerade med $P_{aL}$
$\Delta t$	En lastpuls varaktighet
$v_m$	Missils hastighet vid islag
$W_a$	Last till följd av extrem klimatpåverkan
$W_q$	Vindlast
$X$	Last till följd av annan exceptionell påverkan
$X_{APC}$	Laster relaterade till flygplansstörtning
$X_{DBT}$	Krigspåverkan och laster relaterade till antagonistiska hot
$X_e$	Last till följd av explosioner
$X_m$	Missilgenererade laster
$X_{nom}$	Nominellt värde
$x$	Missils penetrationsdjup
$x$	Längdvariabel
$Y$	Last till följd av transportmissöde
$Z_{APC}$	Lasteffekter relaterade till påflygning med stort kommersiellt passagerarflygplan
$Z_{Hef}$	Last orsakad av mycket osannolik yttre översvämning
$Z_{SA}$	Lasteffekter relaterade till svåra haverier
$Z_{SA,\Delta T}$	Temperaturdifferenser och temperaturändringar till följd av svåra haverier
$Z_{SA,Hif}$	Exceptionellt inre vattentryck till följd av svåra haverier
$Z_{SA,P}$	Över- och undertryck till följd av svåra haverier
$Z$	Last till följd av annan mycket osannolik påverkan

## Bilaga 6: Infästningar i betong

Denna bilaga ger anvisningar hur SS-EN 1992-4 [51] bör tillämpas för dimensionering av infästningar i betong vid kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. Nedan redovisas ändringar och tillägg för säkerhetskritiska infästningar:

1. Anvisningarna i DNB bilaga 6 avser säkerhetskritiska lastöverförande infästningar.
2. Kontinuerliga längsgående förankringar behandlas ej i DNB bilaga 6.
3. Betongskruvar och vidhäftande ankare bör enligt avsnitt 6.6.3.6 i DNB inte användas.
4. Lastöverförande infästningar bör utföras med minst 2 infästningsdon.
5. Det är tillåtet att under vissa förutsättningar utforma ankarplattor som avviker från de som redovisas i figur 1.2 i [51]. Man bör då tillse att
  - det strukturella beteendet hos infästningen, inkluderande dess styvhets- och deformationsegenskaper samt dess bärförmåga och duktilitet, ej avviker från vad som förutsätts i [51], och att
  - belastningen på infästningsdonen kan bestämmas på ett korrekt sätt med de metoder som anges i [51].
6. Krav på minimi- eller maximidiameter för olika typer av infästningsdon och infästningar kan finnas specificerade i anläggningsspecifika dokument, som är strängare än det krav som anges i avsnitt 1.3(1) i [51].
7. I tillägg till avsnitt 1.3(2) i [51] bör det, om inte förankringsarmering för drag- och skjувbelastning ("supplementary reinforcement") anbringas, tillses att ingjutnings-längden  $h_{ef}$  är längre än det täckande betongskiktet.
8. I avsnitt 4.1(2) i [51] anges säkerhetsindex till  $\beta = 3,8$  för en referensperiod på 50 år, vilket motsvarar  $\beta = 4,7$  för en referensperiod på 1 år (tabell B.2 i SS-EN 1990 [37]). Normalt dimensioneras byggnadskonstruktionerna för säkerhetsklass 3 enligt EKS (se avsnitt 3.2.7), dvs.  $\beta = 4,8$  för en referensperiod på 1 år. Om någon justering för denna något lägre säkerhetsnivå vid nyttjande av [51] för dimensionering är nödvändig får avgöras för varje enskilt fall.
9. I avsnitt 4.1(3) i [51] anges att livslängden för infästningen, när anvisningarna i [51] nyttjas för dimensionering, är 50 år. Om någon justering är nödvändig för att påvisa en längre livslängd får avgöras för varje enskilt fall. En särskild utredning bör genomföras om infästningen inte är tillgänglig för inspektion och/eller utbyte.
10. Seismisk last ska fastställas enligt kapitel 7, baserat på en linjärelastisk analys.
11. Laster, lastkombinationer och lastpartialkoefficienter enligt DNB ska tillämpas.
12. Om begränsning av infästningens deformation är av avgörande betydelse för säkerheten bör lastpartialkoefficienter för ULS istället för SLS tillämpas, med samma motivering som anges i avsnitt 3.5.4.
13. Omfattning av provbelastning bör föreskrivas för varje enskilt fall, baserat på förankringens betydelse för säkerheten och på säkerhetsklass för monterad utrustning eller kvalitetsklass för ihopkopplade byggnadsstrukturer enligt Tabell 3.1.
14. Om man vill påvisa osprucken betong enligt avsnitt 4.7(2) i [51] ska inverkan av tvång på grund av till exempel krympning och temperaturändring explicit beräknas ( $\sigma_t$ ), men ej sättas lägre än  $3 \text{ N/mm}^2$ .
15. Om man vill påvisa osprucken betong ska tillåten dragspänning sättas lika med noll, vilket är det värde som rekommenderas i avsnitt 4.7(2) i [51].

16. Infästningens bärförmåga och begränsning av deformationer ska påvisas för olika typer av olyckslaster i den omfattning som anges i anläggningsspecifika dokument.
17. Om infästningen utsätts för dynamisk belastning bör infästningsdon anpassade för denna typ av last användas. Dynamisk last inkluderar såväl globala som lokala vibrationslaster. Vanligtvis kan förankringar som är godkända (provade) för jordbävningsslast anses vara tillämpliga för såväl globala som lokala vibrationslaster under förutsättning att utmattningsbrott ej är avgörande.
18. Partialkoefficienter för bärförmåga kan reduceras vid påvisande av bärförmåga för mycket osannolika händelser. Vilka värden som kan tillämpas får utredas för varje enskilt fall.
19. I tillägg till de krav på installation av infästningsdon som ställs i [51] kan ytterligare krav anges i anläggningsspecifika dokument. Krav på utökad kvalitetsledning, kvalitetskontroll och spårbarhet kopplat till säkerhetsklass för monterad utrustning eller kvalitetsklass för ihopkopplade byggnadsstrukturer enligt Tabell 3.1 bör då följas.
20. Plastisk dimensionering bör ej tillämpas för permanenta, tillfälliga eller seismiska dimensioneringssituationer eller för andra olyckshändelser med dominerande vibrationslast. Om plastisk dimensionering är tillämplig för andra typer av olyckslaster får utredas för varje enskilt fall med hänsyn tagen till de krav på utökad robusthet kopplat till säkerhetsklass för monterad utrustning eller kvalitetsklass för ihopkopplade byggnadsstrukturer som anges i Tabell 3.1.
21. Tillåten betongtryckpåkänning bestäms enligt avsnitt 6.6.8.1 i DNB.
22. Vid seismisk dimensionering ska metod a1 eller a2 enligt kapitel 9 i [51] tillämpas.
23. Seismisk dimensionering ska utföras i "performance category" C2 enligt bilaga C i [51].
24. Sprött brott hos infästningsdonen bör undvikas enligt ACI 349 [2]. Om detta ej är möjligt bör följande kapacitetsbegränsning för spröda brottmoder tillämpas, i enlighet med anvisningarna i avsnitt D.3.6.3 i ACI 349 [2]:
  - Kapaciteten för spröda brottmoder enligt [51] ska för alla lastfall som ej dimensioneras enligt kapitel 9 i [51] reduceras genom multiplikation med faktorn 0,6.
  - Vid dimensionering av lastfall enligt kapitel 9 i [51] bör de ihopmultiplicerade faktorerna  $\alpha_{gap} \cdot \alpha_{eq}$  i ekvation C.8 i [51] ej sättas större än 0,6 för spröda brottmoder.
25. Utmattningsbrott behandlas ej i DNB.

## **Bilaga 7: Bedömning av betonghållfasthet utifrån in-situ provning vid kärntekniska anläggningar**

Beskrivningen som presenteras i denna bilaga är ett modifierat utdrag av främst kapitel 4 i rapporten "Utvärdering av materialdata för befintliga betongkonstruktioner med inriktning på verifiering av förankringar vid kärntekniska anläggningar" [B7.1]. In-situ provning för betongkonstruktioner beskrivs här mer generellt, där vägledning ges för lämpliga angreppssätt gällande planering och utförande samt metoder för fastställande av relevanta materialparametrar.

Följande avsnitt inkluderas här:

- Bakgrund
- Allmänt gällande in-situ provning
- Variation av in-situ hållfasthet i betongkonstruktioner
- Planering av provning
- Provning och utvärdering av tryckhållfasthet
- Provning och utvärdering av draghållfasthet
- Bestämning av dimensionerande materialparametrar
- Exempel, utvärdering av in-situ provning
- Referenser
- Definitioner

### **Bakgrund**

Det är vanligt att kapaciteten för betongkonstruktioner i befintliga kärnkraftverk behöver verifieras på nytt, t.ex. då laster eller andra förutsättningar ändras. En viktig del gällande verifiering av en befintlig konstruktion är att bestämma materialegenskaperna på ett korrekt och konsekvent sätt. Utvärdering av materialparametrar för betongkonstruktioner i en kärnkraftsanläggning kan baseras på följande typ av information (se [B7.2]):

- Materialkvalitet specificerad på ritning eller annan dokumentation.
- Data från provning utförd vid byggnadens uppförande.
- Data från in-situ provning på den befintliga byggnaden.
- Icke förstörande provning på den befintliga byggnaden.

Vid utvärdering kan en eller flera av dessa informationskällor utnyttjas. Osäkerheten som kan förknippas med respektive materialparameter är viktig att beakta.

Utvärdering av mekaniska egenskaper för betong är komplex, bl.a. av följande orsaker (se [B7.2]):

- Flera olika hållfasthetsparametrar erfordras.
- Materialegenskaper ändras med tiden p.g.a. fortskridande härdning och eventuell degradering.
- Resultat från testning beror av provkroppens form och storlek.
- In-situ hållfastheten i en konstruktion skiljer sig från provkroppens hållfasthet.

Tryckhållfastheten används generellt för att karakterisera betongens kvalitet. Betongens hållfasthetsklass bestäms av tryckhållfastheten och via hållfasthetsklassen kan sedan andra materialparametrar bestämmas utifrån empiriska samband ofta sammanfattade i konstruktionsnormer.

För befintliga konstruktioner är ursprunglig hållfasthetsklass en möjlig utgångspunkt för verifieringen. Denna ger dock en ganska oprecis bedömning av den faktiska hållfastheten för befintliga betongkonstruktioner, speciellt för äldre konstruktioner. Hållfasthet ökar generellt med tiden p.g.a. fortskridande hydratation. Nedbrytningsmekanismer kan i vissa fall ge en minskad hållfasthet som medför att hållfastheten måste omvärderas.

## Allmänt gällande in-situ provning

Provning av betongkonstruktioner kan utföras med flera olika syften som generellt kan delas in i; (1) utvärdering av kravuppfyllnad för betonghållfasthet i nya konstruktioner samt (2) utvärdering av betonghållfasthet då bärförmågan skall bestämmas för befintliga konstruktioner. Här behandlas utvärdering av betonghållfasthet för befintliga konstruktioner där anledning till att provning utförs kan vara:

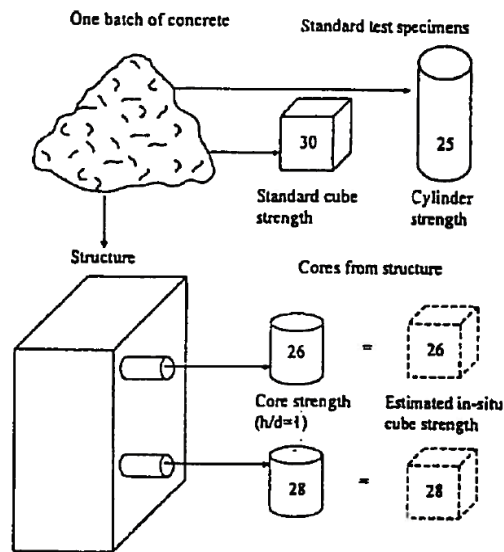
- Ändrad användning där laster ökat eller nya tillkommit.
- Ändrade normkrav.
- Misstanke om skadad betong (degradering, brand, överbelastning etc.).

Gällande kärnkraftverk kan samtliga anledningar ovan bli aktuella där t.ex. större laster kan bli aktuella då reaktorer uppgraderas. Här behandlas främst planering och utförande gällande de två första punkterna, som avser att verifiera hållfastheten för kritiska delar av en konstruktion, där misstanke om direkta skador på betongen ej föreligger.

Den vanligaste formen av provning gällande betongkonstruktioner är tryckprovning som ger ett direkt mått på tryckhållfastheten i betongen. I SS-EN 13791 [B7.3] beskrivs metoder för att bestämma tryckhållfastheten i färdiga betongkonstruktioner (in-situ tryckhållfastheten). Provningsresultaten kan utifrån SS-EN 13791 [B7.3] relateras till en specifik hållfasthetsklass specificerade i SS-EN 206-1 [B7.4]. Utifrån bedömd hållfasthetsklass kan sedan andra materialparametrar bestämmas via SS-EN 1992-1-1 [B7.5].

Generellt skiljer sig in-situ tryckhållfastheten från den tryckhållfasthet som bestäms utifrån standardprovning av gjutna provkroppar och som definierar betongens specificerade hållfasthetsklass. In-situ provning ger generellt lägre provningsresultat än standardprovning vid samma ålder. Skillnader beror främst på skillnader i härdningsförhållanden, gjutteknik (tex variation i kompaktering) och belastningshistorik. Figur 3 illustrerar inverkan av läge i konstruktionen och skillnad i hållfasthet mellan standard- och in-situprovning. Hållfasthetsvärdena som anges i Figur 3 är exempel på typiska variationer.





**Figur 3 - Exempel på förhållande mellan in-situ och standardhållfasthet, [B7.2].**

Provning av befintliga konstruktioner kan generellt delas in i direkt provning av hållfasthet med borrkärnor eller indirekt provning med någon typ av oförstörande provningsmetod. Indirekta metoder ger ett mått på andra egenskaper än hållfasthet (t.ex. densitet eller elasticitetsmodul) som sedan under vissa förhållanden kan relateras till hållfastheten i betongen. I SS-EN 13791 [B7.3] beskrivs metoder för att bedöma tryckhållfastheten utifrån indirekta metoder, där kalibrering utförs mot resultat från direkt provning av borrkärnor.

För befintliga konstruktioner har förändringsprocesser som hydratation ändrat betongens egenskaper med tiden (se avsnitt 3 i [B7.1]). Det är inte givet att alla materialparametrar utvecklas på samma sätt och därför bör viktiga materialparametrar bestämmas utifrån provning. Då betongens draghållfasthet kan anses betydelsefull för aktuell verifiering, bör utöver provning av tryckhållfastheten också draghållfasthet provas explicit.

Vid bestämning av hållfasthetsparametrar för en befintlig betongkonstruktion, utgör den ursprungliga dokumentationen gällande betongen basen för bedömningen. Den befintliga dokumentationen vid kärnkraftverk består av ursprunglig hållfasthet på ritning och ofta finns tillgång till data från ursprunglig provning. I vissa fall kan också data från senare in-situ provning finnas tillgänglig. Den ursprungliga dokumentationen utgör ett viktigt underlag för planeringen av provningen (se avsnitt "Planering av provning" nedan), men kan också vägas in som ett statistiskt underlag då materialparametrar utvärderas utifrån in-situ provning (Bayesiansk teori, se t.ex. [B7.2] och [B7.6]).

## Variation av in-situ hållfasthet i betongkonstruktioner

För att kunna planera ett provningsprogram krävs en bra uppfattning om hur olika faktorer påverkar hållfastheten i en betongkonstruktion. Urval av provningsområde samt utvärdering av data förenklas och rationaliseras om dessa faktorer identifieras på förhand. Här behandlas olika anledningar till variation inom en konstruktion, såsom gjutteknik, etappindelning, belastningshistoria och generell variabilitet. Åldrandefaktorer, som fortskridande hydratation och eventuella degraderingsmekanismer, kan ge variation av hållfasthet över tid, vilket behandlas översiktligt i [B7.1] (kapitel 3.3).

En given anledning till skillnader i hållfasthet i betongkonstruktioner är att olika betongrecept och hållfasthetsklasser valts för olika delar av konstruktionen. Den ursprungliga

hållfasthetsklassen är en viktig förhandsinformation och finns för kärnkraftsanläggningar tillgänglig på ritningar eller andra konstruktionshandlingar.

Den generella variabiliteten gällande hållfastheten i en betongkonstruktion beror av antalet konstruktionsdelar, hur många gjutetapper som ingår och om konstruktionen är platsgjuten eller prefabricerad. Den beror också på produktionskontroll och kvalitetskrav, aktuella när byggnaden uppfördes. I Tabell 2 visas exempel på variationskoefficienten i betongkonstruktioner enligt [B7.7]. Värdena gäller för normal amerikansk industripraxis och kvalitetskontroll.

**Tabell 2 - Variationskoefficient för in-situ tryckhållfasthet inom betongkonstruktioner, [B7.7].**

Structure composed of	One member	Many members
One batch of concrete	0.067	0.084
Many batches of concrete		
Cast in place	0.120	0.130
Precast	0.090	0.103

I [B7.2] anges medelvärde och standardavvikelse (från [B7.8]) för ett stort antal provningar under produktion för tiden 1965 till 1974. Resultaten motsvarar en variationskoefficient på 0.086 för betonghållfastheten K450 (K45). Dessa provkroppar ger inte ett mått på in-situ variation men visar på variabiliteten för industriproducerad betong vid den tidsperiod då flera av de svenska kärnkraftsanläggningarna byggdes.

I [B7.9], som behandlar utvärdering av betonghållfasthet utifrån borrkärnor, anges olika anledningar till variationer av in-situ hållfasthet inom en konstruktion. Nedan beskrivs kortfattat dessa faktorer som främst relaterar till gjutningsmetoder och arbetsutförande.

#### Blödning och separation

Små luftfickor under grövre ballastkorn orsakade av vattenavgång (blödning) kan reducera tryckhållfastheten tvärs gjutningsriktningen, vilket typiskt är horisontellt för platsgjutna konstruktioner. Borrkärnor med axeln parallell med gjutriktningen kan därför ha högre hållfasthet än borrkärnor med axeln vinkelrätt mot gjutriktningen. Forskningsresultat kring denna faktor är inte helt entydiga enligt [B7.9] och inverkan av denna faktor beror till stor del på betongrecept och ingående material.

#### Komprimering

Betongen komprimeras generellt genom vibrering för att pressa ut den luft som finns efter gjutning. Luftporer i betongen reducerar betongens tryckhållfasthet och en fullgod komprimering är därför viktig för att uppnå rätt kvalitet. Komprimeringen av betong i de lägre delarna av väggar eller pelare ökas av trycket från den ovanliggande betongen. Den ökade komprimeringen ger generellt en högre hållfasthet i de undre delarna av vertikala konstruktionsdelar (denna effekt beskrivs också i Figur 3).

#### Härdning

Betongens härdningsförhållande är viktiga för hållfasthetsutvecklingen och för en bra slutkvalitet. Grundläggande för god härdning är tillgång till fukt och kontrollerad temperatur för konstruktionen. Temperaturen har stor betydelse för hydrationshastigheten eller mognadsgraden hos betong. En låg temperatur kan ge en låg hållfasthet på kort sikt men en hög hållfasthet efter lång tid. För höga temperaturer vid härdning kan det motsatta uppkomma. För massiva konstruktionsdelar, där fullgod kylning inte erhållits vid härdning, kan de inre delarna av konstruktionsdelen få reducerad hållfasthet jämfört med de ytliga delarna. Tillgången till fukt påverkar härdningsförloppet starkt, då vatten krävs för den fortsatta hydratationen. Uttorkning av betongen sker långsammare längre in i konstruktionen än vid ytan för grova betongkonstruktioner. Speciellt i anslutning till torr miljö kan därför hållfastheten vara större i

de inre delarna av konstruktionen än i ytan. För grova konstruktioner, som ofta är fallet på kärnkraftverk, kan alltså både en ökning och en minskning av hållfastheten med djupet vara möjlig. Höga temperaturer vid gjutning kan påverka betongen negativt och ge en minskad hållfasthet med djupet medan beroendet av fukt kan ge en ökad hållfasthet med djupet för konstruktioner i torr miljö. Då gjutningsprocessen utförts på ett korrekt sätt är dock troligast att hållfastheten ökar med djupet in i konstruktionen.

### Mikrosprickor

Fina sprickor i betongkonstruktioner påverkar normalt inte konstruktionens funktion, men i borrkärnor kan även fina sprickor ge reducerade resultat vid provning. Sprickor kan uppkomma i områden där konstruktionen utsätts för dragpåkänningar från yttre laster eller av tvång från påtvingad deformation. Typiskt område med förväntade mikrosprickor är utsidan av inneslutningskonstruktionen, där tvång från temperaturgradient ger dragpåkänningar. Mikrosprickor kan också uppkomma i ytan av konstruktioner tidigt i härdningsförloppet då inre delen av konstruktionen värms mer än den yttre.

## **Planering av provning**

Planeringen av provning beror starkt på syftet med undersökningen. För undersökningar av existerande konstruktioner kan inga precisa riktlinjer gällande planeringen av provning ges. Varje undersökning måste beaktas i ljuset av den specifika situationen och ingenjörsmässiga bedömningar bör göras i varje enskilt fall. I planeringsskedet av undersökningen bör generellt följande faktorer beaktas:

- Syfte med undersökningen (kritiska konstruktionsdelar?)
- Provningsmetoder (tryck/draghållfasthet? komplettering indirekta metoder?)
- Generalisering (var i konstruktionen kan provningsresultaten anses gälla?)
- Möjliga provningsområden (var går att borra? bärförmåga och åtkomlighet)
- Antal prover (tillförlitlighet, kostnader och skador)
- Utvärdering (hur skall provningsresultaten utvärderas?)
- Ansvar (vem ansvarar för provning och utvärdering?)
- Dokumentation (vilka uppgifter skall rapporteras för provning och utvärdering?)

Exempel på litteratur där planering av provning gällande hållfasthet i befintliga konstruktioner behandlas är [B7.10] (kapitel 1), [B7.9] (kapitel 4), [B7.11] (kapitel 5) och [B7.3] (bilaga D).

När provningen av en befintlig konstruktion syftar till att bestämma bärförmåga, bör uppgifter gällande kritiska delar av konstruktionen finnas tillgänglig vid planering av provning. Omfattningen och inriktning av provningen beror starkt på om bärförmågan hos konstruktionen beror av lokala eller mer generella områden av konstruktionen. I många fall kan en viss brottmod eller konstruktionselement vara kritisk då lasteffekten ändrats (ökas) lokalt. I andra fall kan globala laster eller normkrav ha ändrats vilket medför att mer generella uppgifter gällande konstruktionens hållfasthet behövs.

Val av provningsmetoder beror också på syftet med provningen. Vid all provning som syftar till att bestämma betonghållfasthet bör tryckprovning av borrkärnor utföras (direkt provning). Tryckprovning är den vanligaste testmetoden och tryckhållfastheten definierar också betongens hållfasthetsklass. Som komplement till tryckprovning kan oförstörande provningsmetoder användas (indirekt provning). I SS-EN 13791 [B7.3] beskrivs provnings- och utvärderingsmetoder även gällande indirekta metoder (se även avsnitt gällande indirekta metoder). Dessa metoder bygger på att hållfastheten, som bestäms via direkt provning i ett visst område, kan relateras till andra delar av konstruktionen med hjälp av indirekta metoder. Detta kan vara till stor fördel när förstörande provning är begränsat till vissa områden. Indirekta metoder kan vara fördelaktiga då det i regel inte är lämpligt att ta ut borrkärnor nära aktuella kritiska området i konstruktionen. Provningsresultat i andra områden kan då relateras till det

kritiska med hjälp av indirekta metoder. I BS 6089 [B7.11] anges att om utvärderingen av en konstruktion baseras på mindre än 15 borrkärnor bör dessa resultat kompletteras med indirekt provning. Indirekt provning kan också användas i ett tidigt skede för att lokalisera potentiellt svaga områden för provning.

När hållfasthetsklassen för en konstruktion skall bedömas utifrån in-situ provning bör konstruktionen delas in i provningsområden inom vilka betonghållfastheten kan anses vara likvärdig, d.v.s. tillhöra samma population med gemensam statistisk fördelning. Inom ett provningsområde anses hållfastheten kunna generaliseras utifrån ett antal tester utförda för specifika provningsställen. Antal tester som utförs inom ett provningsområde påverkar tillförlitligheten av utvärderingen.

För att kunna generalisera provningsresultat inom provningsområden är det viktigt att beakta den ursprungliga dokumentationen och den omgivande miljön för konstruktionen. I den ursprungliga dokumentationen finns bl.a. uppgifter gällande hållfasthetsklass och gjutetapsindelning för betongen i en viss del av konstruktionen. Då avgränsning görs för ett provningsområde bör detta område ej innefatta betong från mer än en hållfasthetsklass. Spridningen i resultatet ökar om flera gjutetapper inkluderas i ett provningsområde. Om provningsområdet som provningen är tänkt att gälla för innefattar flera gjutetapper bör också provningsställena inkludera flera gjutetapper för att erhålla en representativ spridning i resultaten. Ett provningsområde bör också väljas utifrån fukt- och temperaturförhållanden kring en konstruktion. T.ex. bör ett provningsområde inte väljas så att den omfattar delar som både exponeras för inomhus- och utomhusklimat. Som beskrivs tidigare i denna bilaga har också nivån i gjutetappen, där provkroppar tas ut, betydelse för resultatet (hållfastheten minskar med nivån i gjutetappen vilket framgår av kap 11.12:2 i Betonghandbok Material [B7.26]). Inverkade faktorer kan vara härdning och komprimering). I BS 6089 [B7.11] anges rekommendationer om var i höjddled som provning bör utföras (i övre tredjedelen för högre gjutetapper, ej närmare överkanten än 300 mm). Här anges också att 50 mm av borrkärnan från ytan inte bör ingå i en provkropp som skall tryckprovas.

Då provningsstället för provning planeras är det också viktigt att beakta var konstruktionen är åtkomlig för provning och hur borrhålen påverkar konstruktionens bärförmåga. Borring bör undvikas i armeringsjärn då detta både reducerar konstruktionens bärförmåga samt påverkas provningsresultaten om provkroppen inkluderar armeringsjärn (se t.ex. SS-EN 13791-1 [B7.3] A.3.6). Givetvis bör det säkerställas att borring ej skadar spännkablar. På kärnkraftverk kan provtagningen också begränsas eller försvåras av att vissa utrymmen inte är åtkomliga p.g.a. av strålning samt att betongen i sig kan vara kontaminerad. Metoder för återställande av borrhål i konstruktionen bör specificeras och planeras i förväg.

Antalet prover styrs av faktorer som tillförlitlighet, kostnad och skadeverkan på konstruktionen. Enligt SS-EN 13791 [B7.3] skall minst 3 borrkärnor (provningsställen) tas ut för att bedöma hållfastheten för ett visst provningsområde. Ökat antal borrkärnor inom ett provningsområde ger ökad tillförlitlighet i bedömningen av provningsområdets hållfasthet. Om flera provkroppar testas från en borrkärna räknas detta enligt BS 6089 [B7.11] som ett provningsställe, där medelvärdet för proverna från borrkärnan utgör testresultat för detta specifika provningsställe. Spridningen i resultat beräknas mellan borrkärnor (provningsställen) inom ett provningsområde. Anledningen till detta är att spridningen inom en borrkärna inte anses representativ för konstruktionen. Motsvarande gäller för oförstörande provning där upprepade mätningar i samma punkt endast ger ett mått på variabilitet i testmetoden och inte ett mått variationen av hållfasthet inom konstruktionen. I [B7.9] ges följande uttryck för hur många provningsställen som behövs för att ej överstiga en viss felmarginal för det beräknade medelvärdet:

$$n = (2 * V / e)^2$$

där, n är antal prover, e är maximalt tillåtet fel uttryckt i procent av medelvärdet och V är bedömd variationskoefficient (se t.ex. Tabell 2). Exempelvis, om variationskoefficienten är 15%

( $V=15\%$ ) och om det beräknade medelvärdet utifrån tester ej skall avvika mer än 10% från det faktiska medelvärdet ( $e = 10\%$ ) skall minst 9 provningar (borrkärnor) utföras enligt uttrycket ovan.

Metoder för utvärdering av direkt och indirekt provning av tryckhållfasthet beskrivs i SS-EN 13791 [B7.3] (se även avsnitt nedan). I planeringen bör det bestämmas vilka metoder och standarder som skall gälla för utvärdering och vem som ansvarar för denna. Det bör också i ett tidigt stadium bestämmas vilka provningsmetoder och standarder som bör gälla samt vem som ansvarar för provningen. Dokumentationen av provning, resultat och utvärdering är viktig och bör utföras på ett tydligt och överskådligt sätt. I kapitel 10 i SS-EN 13791 [B7.3] sammanfattas vad som bör inkluderas i en utvärderingsrapport. Mer detaljer kring vad som bör rapporteras från själva provningen anges i SS-EN 12390-3 [B7.12] kapitel 8.

## Provning och utvärdering av tryckhållfasthet

Detta avsnitt behandlar provning och utvärdering av tryckhållfasthet i färdiga betongkonstruktioner och baseras främst på den vägledning som ges i SS-EN 13791 [B7.3]. I denna standard beskrivs hur tryckhållfastheten i en färdig konstruktion kan bestämmas både utifrån direkta metoder (borrkärnor) och indirekta metoder (icke förstörande). Som tillhörande dokument till SS-EN 13791 [B7.3] har British Standard givit ut standarden BS 6089 [B7.11]. Detta är ingen EN standard men förtydligar och kompletterar vägledningen i EN 13791 [B7.3].

### Direkta metoder (borrkärnor)

Enligt SS-EN 13791 [B7.3] skall borrkärnor tas ut och undersökas enligt SS-EN 12504-1 [B7.13] samt testas enligt SS-EN 12390-3 [B7.12].

Enligt SS-EN 13791 [B7.3] skall borrkärnorna lagras i inomhusmiljö minst tre dagar innan provning. Standardprovning av gjutna provkroppar utförs normalt på provkroppar som lagrats i vatten fram till provning. Torrlagrade provkroppar ger generellt högre hållfasthetsvärde än våtlagrade, se t.ex. [B7.9]. Korrektionsfaktorer gällande förhållande mellan hållfasthet för våt- och torrlagrade finns angivna i SS 137207 [B7.14].

Längd/bredd förhållande på provkroppar inverkar på hållfastheten vid provning. Anledningen till detta anses främst bero på att friktionen från tryckpressens ändplattor ger en omslutningseffekt som ökar hållfastheten (se t.ex. [B7.9]). Standardprovkroppen, för vilken hållfastheten anses opåverkad av ändplattorna, utgörs av en cylinder med längden 300 mm och diametern 150 mm ( $l/d = 2,0$ ). Som standard används också kuber med sidlängden 150 mm. För hållfasthetsklasser angivna i europeiska standarder (SS EN 206-1[B7.4]) ligger förhållande mellan tryckhållfastheten för standardcylindrar ( $f_{c,cyl}$ ) och kuber ( $f_{c,kub}$ ) kring 0,8, dvs  $f_{c,cyl}/f_{c,kub} \sim 0,8$ . Enligt SS-EN 13791 [B7.3] motsvarar tryckhållfastheten för en borrkärna med längd och diameter på 100 mm ( $l/d = 1,0$ ) tryckhållfastheten för en 150 mm kub lagrad under samma förhållande. Vid andra längd/diameter förhållande kan korrektionsfaktorer enligt SS 137207 [B7.14] tillämpas.

Storleken på provkroppen i sig inverkar också på resultatet. Enligt undersökningar beskrivna i [B7.9] ger provtryckning av borrkärnor med diameter 50 mm något lägre medelhållfasthet och större spridning i resultaten än borrkärnor med diameter 100 mm. En anledning till detta skulle vara att det är svårt att borra små kärnor utan att dessa får mindre skador. Det anses dock att för diametrar mellan 100 och 150 mm är skillnaderna försumbara. SS-EN 13791 [B7.3] gäller endast för borrkärnor med diameter större än 50 mm. I SS-EN 13791 [B7.3] anges att, om borrkärnor mindre än 100 mm används bör antalet prover ökas. För 50 mm kärnor rekommenderas att antalet prover ökas 3 gånger jämfört med 100 mm kärnor. I SS-EN 12504-1 [B7.13] anges att för max. stenstorlek som överstiger 3 gånger borrkärnans diameter påverkas den uppmätta tryckhållfastheten markant. I amerikanska standarder anges enligt [B7.15] motsvarande rekommendationer, d.v.s. att diametern på en kärna ej bör understiga 3 gånger max stenstorlek för betongen.

Toleranser för provkropparna skall överensstämma med uppgifter i SS-EN 12390-1 [B7.16]. Ojämnheter i ändytorna på provkropparna kan ge spänningskoncentrationer som påverkar provningsresultatet, se t.ex. [B7.15]. Inverkan av tryckpressens utformning och egenskaper diskuteras översiktligt i [B7.15]. Här anges t.ex. att axialstyvheten i maskinen påverkar provningsresultaten, där en vek provningsmaskin ger lägre testresultat än en styvare maskin. Tryckpressens utformning och kalibrering specificeras i SS-EN 12390-4 [B7.17]. Pålastningshastigheten har stor påverkan på provningsresultaten, där en hög pålastningshastighet ger högre provningsresultat än låg pålastningshastighet. Enligt [B7.15] ger en långsammare pålastning större kryptöjningar i provkroppen som medför att brottöjningen i materialet uppnås vid lägre last. Lämpliga pålastningshastigheter specificeras i SS-EN 12390-3 [B7.12].

Utvärdering av den karakteristiska in-situ hållfastheten enligt SS-EN 13791 [B7.3] görs utifrån två olika metoder (A och B) som beskrivs kortfattat nedan. Val av metod beror på antalet borrkärnor som tagits ut för ett specifikt provningsområde.

#### Metod A (antal kärnor $\geq 15$ )

Bedömd karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is}$  tas som det lägsta av följande värden,

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - 1,48*s$$

$$f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4$$

där  $f_{m(n),is}$  är medelvärdet för n st in-situ hållfasthetstest,  $f_{is, lowest}$  är det lägsta in-situ hållfasthetsvärdet och s är standardavvikelsen för testresultaten (dock minst 2 MPa).

#### Metod B (3 – 14 kärnor)

Bedömd karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is}$  tas som det lägsta av följande värden,

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k$$

$$f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4$$

där k beror av antalet prover enligt nedan

$$n = 10 \text{ till } 14 \quad k = 5$$

$$n = 7 \text{ till } 9 \quad k = 6$$

$$n = 3 \text{ till } 6 \quad k = 7$$

Enligt EKS 9 [B7.18] (avdelning D) anges en komplettering till SS-EN 13791 [B7.3] som innebär att Metod B enligt ovan ej tillämpas. Metod B ersätts enligt EKS 9 [B7.18] av en metod enligt SS-ISO 12491 [B7.19] avsnitt 7.4 som här tolkas enligt följande,

$$f_{ck,is} \geq f_{m(n),is} - k_s*s$$

där  $k_s$  beror av antalet prover. Med motsvarande indelning som ovan ges (från tabell 6 i [B7.19])

$$n = 10 \text{ till } 14 \quad k_s = 1,70$$

$$n = 7 \text{ till } 9 \quad k_s = 1,73$$

$$n = 3 \text{ till } 6 \quad k_s = 1,94$$

Kompletteringen enligt EKS 9 [B7.18] innebär att kravet på kontroll av lägsta värdet tas bort och att reduktionen av medelvärdet blir beroende av den beräknade standardavvikelsen. Vid få antal prover kan låga standardavvikelser erhållas från provning som inte motsvarar den verkliga standardavvikelsen. I detta dokument rekommenderas därför att inte ersätta metod B i SS-EN 13791 [B7.3] med metod enligt SS-ISO 12491 [B7.19] avsnitt 7.4 utan att välja den metod som för det specifika fallet ger det lägsta värdet på den karakteristiska in-situhållfasthet  $f_{ck,is}$ .

Enligt SS-EN 13791 [B7.3] kan den karakteristiska in-situ hållfastheten relateras till tryckhållfasthetsklasser enligt SS-EN 206-1 [B7.4]. I Tabell 3 anges värden för respektive

hållfasthetsklass där förhållandet mellan karakteristisk in-situ hållfasthet och karakteristisk standardhållfasthet är satt till 0,85 för alla hållfasthetsklasser.

**Tabell 3 - Krav på in-situ tryckhållfasthet för ett urval av hållfasthetsklasser. Enligt SS-EN 13791 [B7.3].**

Hållfasthetsklass Enligt SS-EN 206-1	Karakteristisk in-situ hållfasthet (MPa)	
	$f_{ck, is, cyl}$	$f_{ck, is, kub}$
C20/25	17	21
C25/30	21	26
C30/37	26	31
C35/45	30	38
C40/50	34	43
C45/55	38	47
C50/60	43	51
C55/67	47	57
C60/75	51	64
C70/85	60	72
C80/95	68	81
C90/105	77	89
C100/115	85	98

Sist i detta dokument ges exempel på utvärdering av tryckhållfasthet utifrån provning av borrhärdar.

## **In-direkta metoder (oförstörande provning)**

Indirekta metoder ger ett mått på andra egenskaper än hållfasthet som sedan under vissa förhållanden kan relateras till hållfastheten i betongen. I SS-EN 13791 [B7.3] beskrivs metoder för att bedöma tryckhållfastheten utifrån indirekta metoder där kalibrering utförs mot resultat från direkt provning av borrkärnor. Två alternativa metoder beskrivs i SS-EN 13791 [B7.3]:

1. Direkt korrelation med borrkärnor (avsnitt 8.2 i [B7.3]).
2. Kalibrering mot ett begränsat antal borrkärnor utifrån etablerade samband (avsnitt 8.3 i [B7.3]).

### 1. Direkt korrelation med borrkärnor

Metoden bygger på att ett empiriskt samband mellan in-situ hållfasthet och indirekta testresultat tas fram för betongen i det specifika fallet. Sambandet skall baseras på resultat från omfattande direkt provning (minst 18 borrkärnor) av provningsområdet av intresse. SS-EN 13791 [B7.3] ger en detaljerad beskrivning av metoden som baseras på en regressionsanalys av dataparen från utförd direkt och indirekt provning. Det slutliga sambandet skall baseras på 10 % fraktilen av hållfastheten. Sambandet skall endast användas för bedömning av betonghållfasthet för den typen av betong och omgivningsförhållanden som den skapats för.

### 2. Kalibrering mot ett begränsat antal borrkärnor utifrån etablerade samband

Denna metod är specificerad för tre olika indirekta testmetoder, studshammartest (rebound hammer test), ultraljudstest och utdragstest. Grundläggande samband för respektive testmetod finns angivna i SS-EN 13791 [B7.3]. De angivna sambanden skall kalibreras mot test på borrkärnor från minst 9 provningsställen inom aktuellt provningsområde. Resultaten från tryckproverna utvärderas och dessa resultat används för att korrigera de grundläggande sambanden i SS-EN 13791 [B7.3].

För varje provningsställe beräknas en korrektionsfaktor  $\delta f$  enligt

$$\delta f = f_{is} - f_v$$

där  $f_v$  bestäms från den grundläggande kurvan för respektive testmetod baserat på den indirekta mätningen och  $f_{is}$  är in-situ tryckhållfasthetsvärdet för motsvarande provningsställe.

Korrektionsfaktorn  $\Delta f$  för att precisera sambandet mellan resultat från den indirekta metoden och in-situ tryckhållfastheten beräknas enligt

$$\Delta f = \delta f_{m(n)} - k * s$$

där  $\delta f_{m(n)}$  och  $s$  är medelvärdet respektive standardavvikelsen för korrektionsvärdena  $\delta f$  enligt ovan.  $k$  är en konstant som redovisas i tabell 3 i SS-EN 13791 [B7.3].

Metoder nämnda i utvärderingsmetod 2 (SS-EN 13791 [B7.3]) enligt ovan kan anses mest lämpliga för utvärdering av tryckhållfasthet och beskrivs i följande standarder:

- Studshammartest, enligt SS-EN 12504-2 [B7.20]
- Ultraljudstest, enligt SS-EN 12504-3 [B7.21]
- Utdragstest, enligt SS-EN 12504-4 [B7.22]

I BS 6089 [B7.11] behandlas lämpligheten och begränsningar för olika metoder att mäta tryckhållfastheten i betong. Studshammartest och utdragstest anses främst relatera till betongens egenskaper i ytan medan ultraljudstest anses kunna utföras så att även inre delar av betongen beaktas.

## **Provning och utvärdering av draghållfasthet**

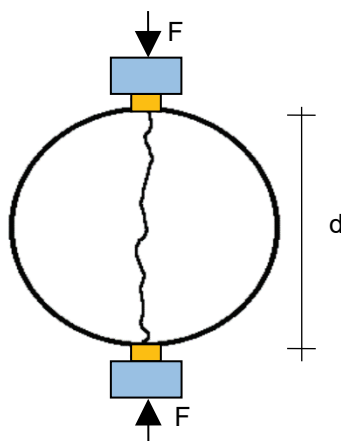
I denna bilaga behandlas främst metoder för att bestämma tryckhållfasthet och klassificering av betongen för existerande betongkonstruktioner enligt SS-EN 13791 [B7.3]. Via tryckhållfastheten kan även andra materialparametrar hos betongen, som draghållfasthet,



bestämmas genom empiriska samband som beskrivs t.ex. i SS-EN1992-1-1 [B7.5]. För klassificering av hållfasthet för hårdnad betong via provkroppar vid produktion, enligt SS-EN 206-1 [B7.4], ställs krav på provning av draghållfastheten (spräckhållfasthet), då denna behöver specificeras för betongen. Draghållfastheten i betong är förknippad med större spridning än tryckhållfastheten. Provning av draghållfasthet bör därför ses som ett komplement till draghållfastheten bestämd via provning av tryckhållfasthet.

Det finns flera olika provningsmetoder för att bestämma draghållfasthet. I [B7.15] redovisas tre typer, direkt draghållfasthetstest, böjdraghållfasthetstest och spräckhållfasthetstest. För direkt draghållfasthetstest mäts draghållfastheten direkt medan för övriga metoder ges ett indirekt mätvärde som måste räknas om till draghållfasthet. Spräckhållfasthetstest kan anses vara den vanligaste metoden främst beroende på att denna metod är enkel samt möjlig att utföra med samma typ av provkroppar (cylindrar och kuber) och provningsutrustning som används för tryckprovning. Metoden för att mäta draghållfastheten direkt (direkt draghållfasthetstest) är svår att genomföra och kräver stor noggrannhet gällande provkroppar och utrustning. Böjdraghållfasthetstest kräver speciell utformning på provkroppar och är därför ofta inte praktiskt användbar för in-situ provning.

I SS-EN 12390-6 [B7.23] beskrivs hur spräckhållfasthet hos provkroppar skall bestämmas. Principen för provning av spräckhållfasthet innebär att ett koncentrerat tryck appliceras i provkroppens över- och underkant vilket medför att provkroppen spräcks vid en viss lastnivå (se Figur 4).



**Figur 4 - Princip för spräckhållfasthetstest.**

Enligt SS-EN 12390-6 [B7.23] bestäms spräckhållfastheten enligt följande uttryck,

$$f_{ct,sp} = 2 * F / (\pi * l * d)$$

där F är pålagd kraft, l är provkroppens längd och d är provkroppens höjd (diameter).

I SS-EN 1992-1-1 [B7.5] avsnitt 3.1.2 anges ett approximativt förhållande mellan spräckhållfasthet  $f_{ct,sp}$  och draghållfastheten  $f_{ct}$  enligt  $f_{ct} = 0,90 * f_{ct,sp}$

Standard för att utvärdera karakteristisk in-situ draghållfasthet, motsvarande SS-EN 13791 [B7.3] för tryckhållfasthet, finns inte tillgänglig som Europastandard. Gällande standardprovning för gjutna provkroppar anges i SS-EN 206-1 [B7.4] (avsnitt 8.2) metoder för utvärdering av både tryckhållfasthet och spräckhållfasthet. Principerna gällande utvärdering av standard tryckhållfasthet enligt SS-EN 206-1 [B7.4] överensstämmer i många delar med utvärdering av in-situ tryckhållfasthet enligt SS-EN 13791 [B7.3]. Principerna för utvärderingen av in-situ spräckhållfastheten (draghållfasthet) anses därför kunna baseras på EN 206-1 [B7.4]. Sist i detta dokument ges exempel på utvärderingsmetodik gällande in-situ draghållfasthet.

## Bestämning av dimensionerande materialparametrar

Dimensionerande materialparametrar bestäms enligt SS-EN 1990 [B7.24] avsnitt 6.3.3. I generella termer erhålls dimensionerande materialparameter av uttrycket,

$$X_d = \eta * X_k / \gamma_m = X_k / \gamma_M$$

där  $\eta$  beaktar systematiska skillnader mellan hållfastheten vid test och in-situ hållfastheten i betongkonstruktionen.  $X_k$  är den karakteristiska materialparametern och  $\gamma_m$  är en partialkoefficient som beaktar osäkerheter för materialparametern ifråga.

För betong anges i SS-EN 1992-1-1 [B7.5] avsnitt 3.1.6 att dimensionerande tryckhållfasthet ( $f_{cd}$ ) respektive draghållfasthet ( $f_{ctd}$ ) skall bestämmas enligt följande uttryck,

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk} / \gamma_C$$

,där  $\alpha_{cc}$  och  $\alpha_{ct}$  beaktar långtidseffekter och kan sättas till 1,0 enligt EKS 9 [B7.18].  $f_{ck}$  och  $f_{ctk}$  är karakteristiska hållfasthetsvärden och  $\gamma_C$  är partialkoefficienten för betong enligt Tabell 4 nedan.

**Tabell 4 - Partialkoefficienter för material i brottgränstillstånd enligt SS-EN 1992-1-1 [B7.5] tabell 2.1N.**

Dimensioneringssituationer	$\gamma_C$ for betong
varaktiga & tillfälliga	1,5
exceptionella	1,2

$\gamma_C$  motsvarar  $\eta / \gamma_c$

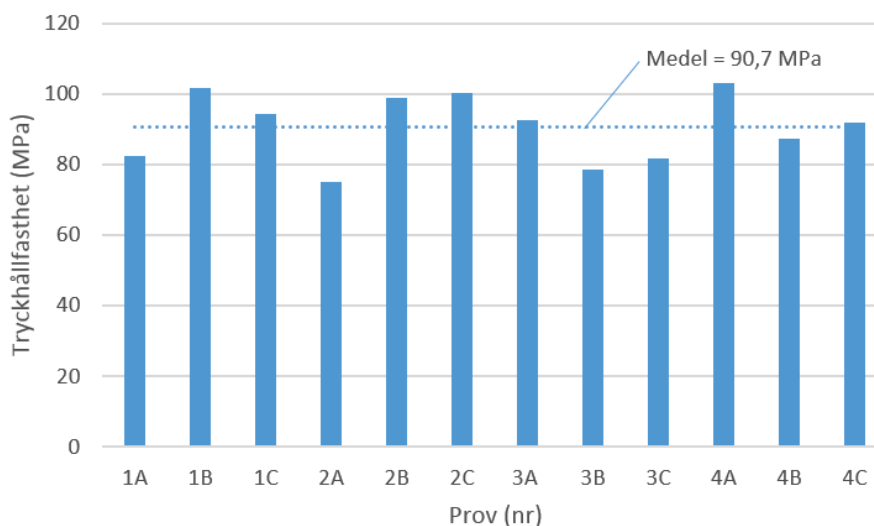
Skillnaden mellan karakteristisk standardhållfasthet och in-situ hållfastheten beskrivs av faktorn  $\eta$ . Enligt SS-EN 13791 [B7.3] är denna faktor 0,85. Man kan notera att för exceptionella dimensioneringssituationer är  $1 / \gamma_C = 1 / 1,2 = 0,83$ , vilket betyder att faktorn  $\gamma_C$  i princip endast beaktar skillnaden mellan in-situ och standardhållfasthet för exceptionella dimensioneringssituationer.

Då en ny byggnad konstrueras med betong enligt SS-EN 206-1 [B7.4] kan betongens karakteristiska tryck- och draghållfasthet ( $f_{ck}$  och  $f_{ctk}$ ) hämtas ur SS-EN 1992-1-1 [B7.5] Tabell 3.1. För befintliga äldre konstruktioner måste flera aspekter vägas in för att kunna bedöma de karakteristiska hållfastheterna på ett tillförlitligt sätt, vilket behandlas i denna bilaga.

Nedan ges exempel på hur karakteristiska hållfastheter kan bestämmas utifrån provning.

## Exempel, utvärdering av in-situ provning

I [B7.25] finns mätresultat dokumenterade gällande provning på utborrade cylindrar från inneslutningskärlet vid Ringhals 3. Provningsen utfördes då en öppning togs upp i inneslutningskärlet vid ånggeneratorbytet 1995. Betongens ålder vid provningstillfället var ca 20 år. I Figur 5 och Tabell 5 visas tryckprovningresultat och i Tabell 6 visas spräckprovningresultat. Totalt 4 borrhärdar har tagits ut (kärna 1 till 4), där 3 provkroppar (prov A till C) trycktestas för respektive kärna. För kärna 1, 3 och 4 har spräckprovning utförts.



**Figur 5 - Resultat från tryckprovning på cylindrar utborrade vid Ringhals 3 ånggeneratorbytet 1995. Från [B7.25].**

**Tabell 5 - Resultat från tryckprovning på cylindrar utborrade vid Ringhals 3 ånggeneratorbytet 1995.**

Provning (nr)	1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B	3C	4A	4B	4C
Djup från utsida (mm)	35-130	200-300	300-410	30-140	200-310	310-420	30-130	130-240	240-350	50-160	160-270	270-380
Tryckhållfasthet (MPa)	82,6	102	94,3	75,2	98,8	101	92,7	78,5	81,8	103	87,4	92,1
Tryckhållfasthet <sup>1)</sup> (MPa)	-	-	92,9	-	-	91,5	-	-	84,3	-	-	94,2

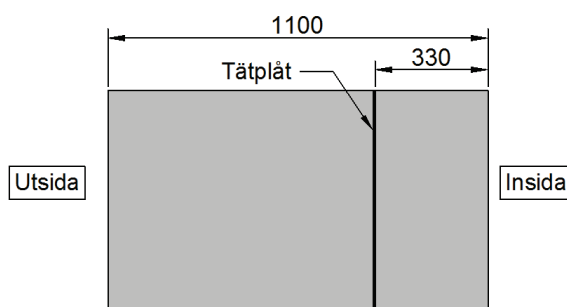
1) Medelhållfasthet för respektive kärna.

**Tabell 6 - Resultat från spräckprovning på cylindrar utborrade vid Ringhals 3 ånggeneratorbyte 1995.**

Provning (nr)	1	3	4
Spräckhållfasthet (MPa)	6	6,6	4,8

Enligt [B7.25] är betongen av urprunglig kvalitet K50 (cement LH Limhamn, max stenstorlek 32 mm).

Provningen är utförd i ett begränsat område i inneslutningsväggen (ca 8x7 m) kring nivån +115. Väggen är totalt 1100 mm tjock avdelad med en tätplåt ca 330 mm från insidan (Se Figur 6). Den inre delen av väggen exponeras för inomhusklimat medan den yttre delen exponeras för utomhusklimat.



**Figur 6 - Principiell vertikalsektion genom Ringhals 3 inneslutningsvägg.**

Fyra borrhärdar med total längd på ca 400 mm har tagits ut från utsidan. Från varje borrhärda sågas tre provkroppar för tryckprovning och en för spräckprovning. I [B7.11] anges att de yttersta 50 mm från ytan av borrhärdarna bör exkluderas vid provning. De yttersta provkropparna har tagits 30 mm från ytan men inkluderas här i utvärderingen. Diametern på provkropparna är ca 94 mm och längden ca 100 mm.

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover. Om flera provningsresultat kommer från samma kärna skall medelvärdet från dessa betraktas som ett prov enligt vägledning i BS 6089 [B7.11]. I detta exempel utförs två alternativa utvärderingar av resultat: 1) utvärdering utifrån enskilda prover och 2) utvärdering utifrån medelvärde för respektive borrhärda.

### Utvärdering av tryckprover

Utvärderingen utförs enligt SS-EN 13971 [B7.3] med kompletteringar enligt EKS 9 [B7.18].

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover

*Medelvärde*

- 1)  $f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 1089 / 12 = 90,7 \text{ MPa}$  (enskilda prover)
- 2)  $f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 363 / 4 = 90,7 \text{ MPa}$  (kärnor)

*Standardavvikelse*

- 1)  $s = [(\Sigma f_{is} - f_{m(n),is})^2 / (n-1)]^{0,5} = [1000 / 11]^{0,5} = 9,5 \text{ MPa}$  (enskilda prover)
- 2)  $s = [(\Sigma f_{is} - f_{m(n),is})^2 / (n-1)]^{0,5} = [58,0 / 3]^{0,5} = 4,4 \text{ MPa}$  (kärnor)

*Variationskoefficient*

- 1)  $V = s / f_{m(n),is} = 9,5 / 90,7 = 0,10$  (enskilda prover)

$$2) V = s / f_{m(n),is} = 4,4 / 90,7 = 0,049 \text{ (kärnor)}$$

*Lägsta värdet*

$$1) f_{is, lowest} = 75,2 \text{ MPa (enskilda prover)}$$

$$2) f_{is, lowest} = 84,4 \text{ MPa (kärnor)}$$

Den beräknade variationskoefficienten är 10% för enskilda prover och 4,4% för borrkärnor. Variationskoefficienten som gäller för enskilda prover motsvarar ungefär vad som kan förväntas om provkropparna kommer från olika gjutleveranser enligt värden angivna i [B7.9] (se Tabell 2 i detta dokument). Utvärderingen av karakteristisk in-situ tryckhållfasthet nedan görs utifrån enskilda prover, dvs alternativ 1) enligt ovan.

Beräkning av karakteristisk in-situ tryckhållfasthet ( $f_{ck,is}$ )

Då antalet prover understiger 15 gäller metod B enligt SS-EN 13971 [B7.3] med kompletteringar enligt EKS 9 (hänvisning till SS-ISO 12491 [B7.19]). Enligt resonemang tidigare i denna bilaga görs utvärdering enligt både SS-EN 13971 [B7.3] och SS-ISO 12491 [B7.19] där lägsta karakteristisk in-situ tryckhållfasthet väljs.

*SS-EN 13971 [B7.3], metod B*

Karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is}$  tas som det lägsta värdet av följande ( $k = 5$  för 12 prover),

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k = 90,7 - 5 = 85,7 \text{ MPa}$$

$$f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4 = 75,2 + 4 = 79,2 \text{ MPa}$$

*SS-ISO 12491 [B7.3], avsnitt 7.4*

Enligt EKS 9 [B7.18] (avdelning D) anges en kompletterande metod till SS-EN 13971 [B7.3] metod B. Metod beskrivs i SS-ISO 12491 [B7.19] avsnitt 7.4 och tolkas här enligt följande ( $k_s = 1,69$  för 12 prover, se tabell 6 i SS-ISO 12491 [B7.19] där  $\gamma=0,5$  och  $p=0,95$  enligt EKS [B7.18]),

$$f_{ck,is} \geq f_{m(n),is} - k_s * s = 90,7 - 1,69 * 9,5 = 74,6 \text{ MPa}$$

Det lägsta karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is} = 74,6 \text{ MPa}$  (enligt SS-ISO 12491 [B7.19]).

Borrkärnornas längd motsvarar ungefär diametern ( $d=l$ ) vilket medför att beräknad karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{ck,is}$  motsvarar kubhållfastheten dvs  $f_{ck,is, kube}$ .

Utifrån provningsresultaten för tryckhållfasthets bedöms betongen minst motsvara hållfasthetsklass C70/85 (se Tabell 3).

Enligt provningsresultaten är kubhållfasthetsklassen minst K85 medan ursprunglig hållfasthetsklass enligt ritning är K50. Enligt SS-EN 1992-1-1 [B7.5] motsvarar detta en ökning av den karakteristiska tryckhållfastheten  $f_{ck}$  på ca 75% (70/40). Den konstaterade större tryckhållfastheten vid provningstillfället kan bero på fortskridande hydratation och/eller en ursprunglig hållfasthet högre än den specificerade.

### **Utvärdering av spräckprover**

Motsvarande standard som finns för tryckprovning (SS-EN 13971 [B7.3]) finns ej tillgänglig gällande utvärdering av spräckprover (se tidigare avsnitt i denna bilaga). Utvärdering av spräckhållfastheten utförs här enligt SS-EN 206-1 [B7.4] avsnitt 8.2.2 som gäller standardprovning för gjutna provkroppar med kompletteringar enligt metod i SS-ISO 12491 [B7.19] avsnitt 7.4.

Nedan beräknas statistiska parametrar för utvärdering av tryckprover

*Medelvärde,*

$$f_{m(n),is} = \Sigma f_{is} / n = 17,4 / 3 = 5,8 \text{ MPa}$$

*Standardavvikels,*

$$s = [(f_{is} - f_{m(n),is})^2 / (n-1)]^{0,5} = [1,68 / 2]^{0,5} = 0,92 \text{ MPa}$$

Variationskoefficient,

$$V = s / f_{m(n),is} = 0,92 / 5,8 = 0,16$$

Lägsta värdet,

$$f_{is, lowest} = 4,8 \text{ MPa}$$

Ett begränsat antal prover medför stor osäkerhet i beräknad variationskoefficient. Variationskoefficienten är normalt högre för draghållfasthet, vilket överensstämmer med beräknad variationskoefficient ovan (16%).

Beräkning av karakteristisk in-situ draghållfasthet ( $f_{ctk,is}$ )

Två alternativa metoder används vid utvärdering av spräckhållfasthet där det lägre värdet väljs.

Enligt SS-EN 206-1 [B7.4], avsnitt 8.22

Karakteristisk in-situ hållfasthet  $f_{tk,is}$  tas som det lägsta värdet av följande,

$$f_{ctk,sp,is} = f_{m(n),is} - 0,5 = 5,8 - 0,5 = 5,3 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,sp,is} = f_{is,lowest} + 0,5 = 4,8 + 0,5 = 5,3 \text{ MPa}$$

SS-ISO 12491 [B7.19], avsnitt 7.4

$k_s = 1,94$  för 3 prover, se tabell 6 i SS-ISO 12491 [B7.19] där  $\gamma=0,5$  och  $p=0,95$  enligt EKS 9 [B7.18].

$$f_{ctk,sp,is} \geq f_{m(n),is} - k_s * s = 5,8 - 1,93 * 0,92 = 4,0 \text{ MPa}$$

Det lägsta karakteristisk in-situ spräckhållfasthet  $f_{ct,sp,is} = 4,0 \text{ MPa}$  (enligt SS-ISO 12491 [B7.19]).

Enligt SS-EN 1992-1-1 [B7.5] avsnitt 3.1.2 motsvarar draghållfastheten ca 90% av spräckhållfastheten, dvs  $f_{ctk, is} = 0,9 * f_{ctk,sp,is} = 0,9 * 4,0 = 3,6 \text{ MPa}$ .

För att relatera in-situdraghållfastheten till standarddraghållfastheten antas samma relation gälla som för tryck, dvs  $f_{ck,is} / f_{ck} = 0,85$ . Därmed skulle beräknad in-situ draghållfasthet motsvara en karakteristisk standarddraghållfasthet på  $f_{ctk} = f_{ctk, is} / 0,85 = 3,6 / 0,85 = 4,2 \text{ MPa}$ .

Den utvärderade karakteristiska draghållfastheten ( $f_{ctk}$ ) enligt ovan är högre än den karakteristiska draghållfastheten som ges av hållfasthetsklassen C70/85, som bedömts utifrån tryckprovningen ( $f_{ctk} = 3,2 \text{ MPa}$  för C70/85 enligt SS-EN 1992-1-1 [B7.5]).

Enligt resonemang i denna bilaga ses utvärdering av draghållfasthet som komplement till utvärdering av tryckhållfasthet. Då utvärderad draghållfasthet överstiger den som ges av utvärderad hållfasthetsklass från tryckprovning anses betongen i området minst motsvara C70/85.

## Referenser

- [B7.1] Strålsäkerhetsmyndigheten SSM, Utvärdering av materialdata för befintliga betongkonstruktioner med inriktning på verifiering av förankringar vid kärntekniska anläggningar, tillgängligt utkast 2014-07-07.
- [B7.2] Lund University, Division of Structural Engineering, S. Thelandersson, Assessment of material property data for structural analysis of nuclear containments, Report TVBK-3051, 2004.
- [B7.3] SS-EN 13791, Swedish Standard Institute, Bedömning av tryckhållfasthet i färdiga betongkonstruktioner och förtillverkade betongelement.
- [B7.4] SS-EN 206-1, Swedish Standard Institute, Betong - Del 1: Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse
- [B7.5] SS-EN 1992-1-1:2005; Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.
- [B7.6] JCSS, Probabilistic model code, 2001, Printed from [www.jcss.ethz.ch](http://www.jcss.ethz.ch).
- [B7.7] Concrete International, M. Bartlett, J G Macgregor, Equivalent specified concrete strength from core test data, vol 17, nr 3, 1995.
- [B7.8] Lund University, T. Degerman, Dimensionering av betongkonstruktioner enligt sannolikhetsteoretiska metoder, TVBK-1003, 1981.
- [B7.9] ACI, Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results, ACI 214.4R-10, 2003.
- [B7.10] Taylor and Francis, J.Bungey, S. Millard, M. Grantham, Testing of Concrete in Structures: Fourth Edition, 2006.
- [B7.11] BS 6089:2010, British Standards Institution, Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components. Complementary guidance to that given in BS EN 13791, 2010.
- [B7.12] SS-EN 12390-3, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 3: Tryckhållfasthet hos provkroppar.
- [B7.13] SS-EN 12504-1, Swedish Standard Institute, Provning av betong i färdiga konstruktioner - Del 1: Borrkärnor - Uttag, undersökning och tryckprovning.
- [B7.14] SS 137207, Swedish Standard Institute, Betongprovning - Hårdnad betong - Tryckhållfasthet – Omräkningsfaktorer.
- [B7.15] Pearson Education, A.M. Neville, Properties of concrete, fourth edition, 2003.
- [B7.16] SS-EN 12390-1, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 1: Form, dimensioner och övriga krav på provkroppar och formar.
- [B7.17] SS-EN 12390-4, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 4: Tryckhållfasthet - Fordringar på tryckpressar.
- [B7.18] Boverket BFS 2013:10-EKS 9 Boverkets föreskrifter om ändring i verkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder).
- [B7.19] SS-ISO 12491, Swedish Standard Institute, Statistiska metoder för kvalitetsstyrning av byggmaterial och byggprodukter.
- [B7.20] SS-EN 12504-2, Swedish Standard Institute, Provning av betong i färdig konstruktion - Del 2: Icke förstörande provning - Bestämning av studsvärden.
- [B7.21] SS-EN 12504-3, Swedish Standard Institute, Provning av betong i färdig konstruktion - Del 3: Bestämning av utdragskraft.

- [B7.22] SS-EN 12504-4, Swedish Standard Institute, Provning av betong i färdig konstruktion - Del 4: Bestämning av ultraljudshastighet.
- [B7.23] SS-EN 12390-6, Swedish Standard Institute, Provning av hårdnad betong - Del 6: Spräckhållfasthet hos provkroppar.
- [B7.24] SS-EN 1990, Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk.
- [B7.25] Statens kärnkraftinspektion. T. Roth, J. Silfwerbrand and H. Sundquist, Utredning kring reaktorinneslutningar- Konstruktion, degraderingar och skador samt kontroller och provningar. SKI Rapport 02:59, 2002.
- [B7.26] AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, Betonghandbok Material, utgåva 2, 1994

## Definitioner

In-situ provning	Test utfört på befintlig konstruktion.
Provkropp	Bearbetad betongdel färdig för provning, gjuten i form från färsk betong eller utborrad från färdig konstruktion.
Borrkärna	Betongcylinder utborrad från färdig konstruktion. En borrkärna kan utgöra flera provkroppar.
Direkt provningsmetod	Provningsmetod relaterar direkt till sökt hållfasthetsparametern. T.ex. tryckprovning eller spräckprovning av betong.
Indirekt provningsmetod	Provningsmetod ger mått på annan materialparameter (t.ex. styvhet eller densitet) som under vissa förutsättningar kan relateras till sökt hållfasthetsparameter.
Standard tryckhållfasthet	Tryckhållfasthet bestämd för standardprovkroppar som samplas, tillverkas, lagras och provas enligt SS-EN 12350-1, SS-EN 12390-2 and SS-EN 12390-3.
Tryckhållfasthet för borrkärna	Tryckhållfasthet för borrkärna bestämd enligt SS-EN12504-1.
In-situ tryckhållfasthet:	Tryckhållfasthet i konstruktion uttryckt som ekvivalent hållfasthet för standardmått på kub eller cylinder.
Provningsställe (test location):	Utvalt område för att mäta in-situ hållfastheten.
Provningsområde (test region):	En eller flera delar av strukturen som antas tillhöra samma population, dvs samma statistiska fördelning. Ett område skall ha producerats på samma sätt och exponerats för liknande miljöförhållanden. Ett område består av flera provningsställen.



## Bilaga 8: Bärverksanalys – en sammanfattning

I denna bilaga sammanfattas vissa av de rekommendationer som ges i DNB vad gäller bärverksanalys. Sammanfattningen behandlar fall avseende bärförmåga och täthet i brottgränstillståndet för reaktorinneslutningskärlet samt för övriga säkerhetskritiska byggnadskonstruktioner. Sammanställningen nedan ska ses som en generell ansats, varje specifik situation får bedömas från fall till fall. Redovisningen sker i tabellform. Följande beteckningar används i tabellen:

### Byggnad

- Reaktorinneslutningskärlet = RI
- Övriga säkerhetskritiska byggnadskonstruktioner = SRB
- Ej säkerhetskritiska byggnadskonstruktioner (behandlas ej i bilaga 8)

### Gränstillstånd (med tillhörande dimensioneringssituation)

- SLS (behandlas ej i bilaga 8)
- ULS<sub>EQU</sub> och ULS<sub>VIB</sub> (behandlas ej i bilaga 8)
- ULS<sub>STR-per</sub>; ULS<sub>STR-tran</sub>      ULS<sub>LEAK-per</sub>; ULS<sub>LEAK-tran</sub>      ULS<sub>CONT-per</sub>; ULS<sub>CONT-tran</sub>
- ULS<sub>STR-exc</sub>                      ULS<sub>LEAK-exc</sub>                      ULS<sub>CONT-exc</sub>
- ULS<sub>STR-exc,s</sub>                      ULS<sub>LEAK-exc,s</sub>                      ULS<sub>CONT-exc,s</sub>
- ULS<sub>STR-dec</sub>                      ULS<sub>LEAK-dec</sub>                      ULS<sub>CONT-dec</sub>
- ULS<sub>STR-dec,s</sub>                      ULS<sub>LEAK-dec,s</sub>                      ULS<sub>CONT-dec,s</sub>

### Lasttyp

- Primära laster (yttre last) = Primär
- Sekundära laster (temperaturpåverkan, inverkan av sättning samt inverkan av krympning och krypning) = Sekundär

### Bärverksanalys

- Elastisk analys = Elastisk
- Viss plastisk omlagring tillåten = VPO
- Gränslastanalys = Gränslast

Fall		Lasttyp		Bärverksanalys			Fotnot
Byggn.	Gränstillst.	Primär	Sekundär	Elastisk	VPO	Gränslast	
RI	ULS <sub>STR</sub>	X		X			
	-per/tran och	X	X	X			
	-exc	X	(X)			X	1)
	ULS <sub>STR</sub> -dec	X	(X)			X	
	ULS <sub>STR</sub>	X	(X)	X			
	-exc,s och						
	-dec,s						
	ULS <sub>CONT</sub>	X		X			3)
	-per/tran och	X	X	X			3)
-exc	X	(X)			X	1)+3)	
ULS <sub>CONT</sub> -dec	X	(X)			X	3)	
ULS <sub>CONT</sub>	X	(X)	X			3)	
-exc,s och							
-dec,s							
SRB	ULS <sub>STR</sub>	X			X	(X)	2)
	-per/tran och	X	X		X	(X)	2)
	-exc	X	(X)			X	1)
	ULS <sub>STR</sub> -dec	X	(X)			X	
	ULS <sub>STR</sub>	X	(X)	X			
	-exc,s och						
	-dec,s						
	ULS <sub>LEAK</sub>	X			X		3)
	-per/tran och	X	X		X		3)
	-exc	X	(X)			X	1)+3)
	ULS <sub>LEAK</sub>	X		X	(X)		3)+4)+5)
	-per/tran och	X	X	X	(X)		3)+4)+5)
	-exc						
ULS <sub>LEAK</sub> -dec	X	(X)			X	3)	
ULS <sub>LEAK</sub>	X	(X)	X			3)	
-exc,s och							
-dec,s							

X = Last ingår / Acceptabel analysmetod

(X) = Last ingår eventuellt / Acceptabel analysmetod under vissa förutsättningar (se fotnot för detaljer).

1), 2), ..., 5) = Fotnot enligt nedan.

+ = När plustecken finns mellan fotnoter innebär det att alla måste vara uppfyllda.

Notera att för samtliga fall där sekundära lasttyper ingår kan, där annat ej anges, hänsyn behöva tas till betongens uppsprickning.

Det är tillåtet att använda sig av mindre gynnsamma analysmetoder än de som är markerade i tabellen (elastisk analys eller VPO, istället för gränslastanalys, om nu gränslastanalys är markerad, osv.).

- 1) Detta fall kan endast tillämpas när impuls- eller stötlast är huvudlast.
- 2) Nyttjande av gränslastanalys endast tillåtet om detta speciellt påvisas vara acceptabelt.
- 3) Detta fall kan tillämpas under förutsättning att täthetskrav kan påvisas vara uppfyllda.
- 4) Detta fall gäller för bassänger, tankar etc. med invändig tätplåt. Detta fall kan även användas när begränsning av sprickvidden är avgörande för att påvisa att konstruktionens täthetskrav uppfylls.
- 5) Om viss plastisk omlagring utnyttjas bör det tillses att armeringen närmast tätplåten ej plasticeras för fall då tätplåten är dragbelastad.



Strålsäkerhetsmyndigheten har ett samlat ansvar för att samhället är strålsäkert. Vi arbetar för att uppnå strålsäkerhet inom en rad områden: kärnkraft, sjukvård samt kommersiella produkter och tjänster. Dessutom arbetar vi med skydd mot naturlig strålning och för att höja strålsäkerheten internationellt.

Myndigheten verkar pådrivande och förebyggande för att skydda människor och miljö från oönskade effekter av strålning, nu och i framtiden. Vi ger ut föreskrifter och kontrollerar genom tillsyn att de efterlevs, vi stödjer forskning, utbildar, informerar och ger råd. Verksamheter med strålning kräver i många fall tillstånd från myndigheten. Vi har krisberedskap dygnet runt för att kunna begränsa effekterna av olyckor med strålning och av avsiktlig spridning av radioaktiva ämnen.

Vi deltar i internationella samarbeten för att öka strålsäkerheten och finansierar projekt som syftar till att höja strålsäkerheten i vissa östeuropeiska länder.

Strålsäkerhetsmyndigheten sorterar under Miljödepartementet. Hos oss arbetar drygt 300 personer med kompetens inom teknik, naturvetenskap, beteendevetenskap, juridik, ekonomi och kommunikation. Myndigheten är certifierad inom kvalitet, miljö och arbetsmiljö.

Publikationer utgivna av Strålsäkerhetsmyndigheten kan laddas ned via [stralsakerhetsmyndigheten.se](https://stralsakerhetsmyndigheten.se) eller beställas genom att skicka e-post till [registrator@ssm.se](mailto:registrator@ssm.se) om du vill ha broschyren i alternativt format, som punktskrift eller daisy.

**Strålsäkerhetsmyndigheten**  
**Swedish Radiation Safety Authority**  
SE-171 16 Stockholm  
Phone: 08-799 40 00  
Web: [ssm.se](https://www.ssm.se)  
E-mail: [registrator@ssm.se](mailto:registrator@ssm.se)

©Strålsäkerhetsmyndigheten